

세굴을 고려한 얇은 기초 교량의 동적거동 분석 및 지진 취약도 해석

Dynamic Behavior and Seismic Fragility Analysis of Shallow Foundation Bridge Considering Scour

김나연¹⁾ · 송종결^{1)*}

Kim, Na-Yeon¹⁾ · Song, Jong-Keol^{1)*}

¹⁾강원대학교 토목공학과

¹⁾Department of Civil Engineering, Kangwon National University

/ A B S T R A C T /

If scour is occurred at shallow foundation of bridge, seismic performance of the bridge will be reduced. In order to evaluate accurate seismic response of bridge according to scour depths, modeling of foundation reflecting scour effect is important. In this study, taking into account the effect of the reduction in embedment depth of the shallow foundation by scouring, the soil around the foundation is modelled as an equivalent soil spring with various stiffness. Seismic fragility analyses for 3 types of bridges subjected to 4 types of ground motions classified into Site Class A, B, C, D are evaluated according to several scour depths. From the fragility analysis results, it can be observed that the deeper the scour depth, the higher probability of exceeding damage states. Also, seismic failure probability of asymmetric bridge is higher than that of symmetric bridge.

Key words: Shallow Foundation Bridge, Seismic Fragility, Scour, Soil Spring

1. 서론

전 세계적으로 기상이변으로 인한 태풍 및 집중호우의 발생 빈도와 강도가 날이 갈수록 증가하고 있다. 이는 인명 및 재산에 직접적인 피해뿐만 아니라 교통과 산업, 건강 등 여러 면에 영향을 미치고 있다[1]. 국내의 경우 국토의 대부분이 산악지역이며, 상대적으로 대하천이 차지하는 부분보다는 중 소하천이 차지하는 부분이 크다. 중 소하천은 대부분 산악지역에 위치하고 있어 하상경사가 크므로 대체적으로 유속이 빠르다. 이러한 지형적인 특성으로 인해 여름철에 집중호우나 태풍 등으로 인한 홍수의 발생이 빈번하다[2]. 최근 10년간 통계적으로 풍수해로 인한 인명피해는 총 457명으로 이는 년 평균 46명에 달하며, 재산피해 또한 총 8조원이 넘는 막대한 피해를 입었다[3]. 홍수 시 하천의 불안정성 및 세굴로 인한 교량의 피해가 빈번하며 급격히 증가한 유속으로 인해 교각 기초부에 심각한 국부세굴을 야기시킨다[4]. 국부세굴은 교량 구조물에 심각한 손상을 유발할 수 있으며,

이러한 피해는 대부분이 중 소하천 교량에서 발생하고 있다[5]. 또한 2011년 3월 일본 후쿠시마에서 발생한 지진해일, 2008년 5월과 2013년 4월에 중국 쓰촨성에서 발생한 지진과 같이 최근 우리나라 주변국가에서 대규모의 지진 발생 빈도가 증가하고 있다[6]. 국내에서 연평균 지진 발생 횟수가 1990년대 이전에는 19.2회였는데 2000년대 들어 47.7회로 급격히 상승하였다[7]. 지진은 피해지역이 광범위하고 발생 시기나 강도 등의 예측 또한 어려워 대규모의 인명 및 재산 피해를 초래할 수 있으며, 사회적·경제적으로 큰 피해를 야기 시켜 장기간에 걸쳐 국가경제에 심각한 영향을 미칠 수 있다[8].

홍수로 인한 세굴과 지진의 위험성을 현재까지는 각각에 대해서 분석하는 경우가 일반적이었지만 최근에는 위험인자를 여러개 동시에 고려하여 분석하는 연구도 연구자들에게 많은 관심을 받는 분야이다. 특히, 세굴과 지진하중에 대하여 동시에 지진취약도 해석을 수행한 연구는 몇몇 연구자들에 의해 이루어졌다[8-10]. 홍수로 인해 교각 기초부에 세굴이 발생한 경우 예기치 못한 지진의 발생은 중 약진이라도 교량 구조물에 심각한 손상을 야기할 수 있다[5]. 이에 본 연구에서는 세굴깊이에 따른 대칭 및 비대칭 교량 구조물의 동적거동특성을 파악하고 교각 및 기초에 대한 지진취약도를 분석하였다.

*Corresponding author: Song, Jong-Keol

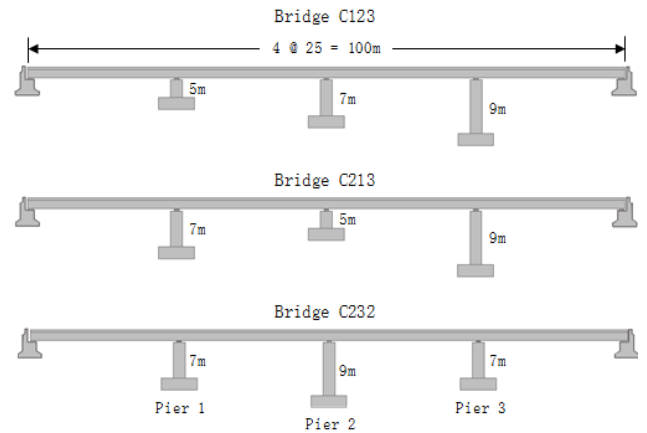
E-mail: songj@kangwon.ac.kr

(Received May 18, 2015; Revised August 4, 2015; Accepted November 15, 2015)

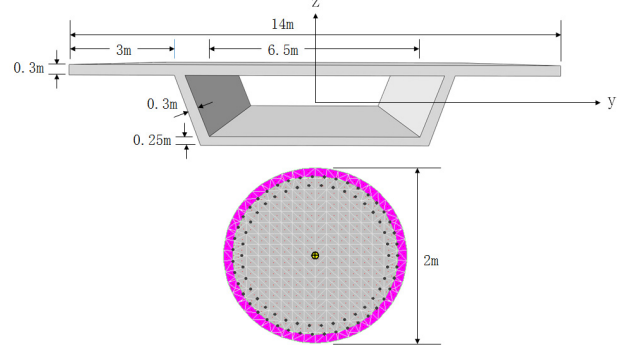
2. 교량 모델링 및 해석에 사용된 지진하중

본 연구에서는 지진하중과 교각 기초부 세굴의 복합적인 영향에 따른 교량의 동적응답특성을 분석하기 위해 Fig. 1에 나타낸 바와 같이 4경간 콘크리트 박스 거더교(4@25=100 m)를 대상으로 하였다. 교각의 높이를 달리 하여 총 3가지의 C123, C213, C232 교량을 사용하였다. C123과 C213은 교축방향으로 좌우 비대칭인 교량이며, C232는 좌우대칭인 교량이다. 교각의 단면은 원형으로 직경은 2 m이며 높이는 Fig. 1(a)와 같이 5 m, 7 m, 9 m가 적용되었다. 교각단면에서의 주철근 배치는 Fig. 1(b)에 나타낸 바와 같이 이형철근 SD300(KS D 3504)인 D29의 상용철근 81개를 2단 배근하였으며, 1단과 2단의 배근간격은 0.1 m로 설계하였다. 교각 기초는 조밀한 사질토 지반에 지지된 얇은 기초로 높이는 2 m, 폭은 6 m, 지반에 대한 근입깊이는 4 m이다. 상부 거더는 탄성 거동한다고 가정하고 교각은 콘크리트와 철근의 응력-변형률 관계를 고려한 정밀한 비선형 모델로 OpenSEES 프로그램[12]의 Fiber 모델을 사용하였다. 교각과 상부거더의 연결부는 힌지로 모델링하였고, 상부 거더의 단위중량은 200 kN/m로 집중질량으로 고려하여 각 상부 절점에 적용하였다.

교량 구조물 해석에서 기초와 지반의 영향을 무시하여 교각 기초부 하단을 고정단으로 모델링할 경우 기초면에서의 변위 및 회전 발생, 그리고 지반과 기초구조물의 상호작용의 영향을 고려할 수 없다. 또한 기초 구조물의 강성은 지반과의 상호작용에 의해 결정되며, 지반의 특성 및 토층의 상태나 기초의 근입깊이 정도에 따라 상당히 달라진다. 본 연구에서는 교각 기초부의 세굴로 인한 근입깊이 감소의 영향을 고려하여 기초부 지반모델을 등가 강성 지반 스프링으로 모델링하였으며, 이는 3개의 병진운동 성분과 3개의



(a) Geometric properties of example bridge structures



(b) Cross Section of deck and piers

Fig. 1. Example bridge structures

Table 1. Static stiffness for arbitrary shaped foundations partially or fully embedded in a homogeneous halfspace[13]

Degree of freedom	Static Stiffness	Stiffness change corresponding to scour depths
Vertical, y	$K_{y,surf} = \frac{4.54GB}{1-\nu}$	
	$K_{y,emb} = K_{y,surf} \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} (1 + 1.3\chi) \right] \times \left[1 + 0.2 \left(\frac{A_w}{A_b} \right)^{2/3} \right]$	
Horizontal, x	$K_{x,surf} = \frac{9GB}{2-\nu}$	
	$K_{x,emb} = K_{x,surf} \left(1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \times \left[1 + 0.52 \left(\frac{h}{B} \frac{A_w}{L^2} \right)^{0.4} \right]$	
Horizontal, z	$K_{z,surf} = K_{x,surf}$	
	$K_{z,emb} = K_{x,emb}$	
Rocking, rz	$K_{rz,surf} = \frac{0.45GB^3}{1-\nu}$	
	$K_{rz,emb} = K_{rz,surf} \left\{ 1 + 1.26 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right] \right\}$	
Rocking, rx	$K_{rx,surf} = K_{rz,surf}$	
	$K_{rx,emb} = K_{rx,surf} \left\{ 1 + 0.92 \left(\frac{d}{B} \right)^{0.6} \left[1.5 + \left(\frac{d}{D} \right)^{1.9} \left(\frac{B}{L} \right)^{-0.6} \right] \right\}$	
Torsional	$K_{t,surf} = 8.3GB^3$	
	$K_{t,emb} = K_{t,surf} \left[1 + 1.4 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9} \right]$	

회전운동 성분으로 구성된다. 본 연구에서는 교각기초부의 세굴 발생을 고려하기 위해 반무한 균질 탄성지반 위에 놓인 강성기초의 강성식을 이용하였으며[13], 세굴 깊이에 따른 지반 스프링의 강성 변화율을 Table 1에 나타내었다. 비선형 정적해석 및 동적해석에는 OpenSees 프로그램을 사용하였다.

예제 교량의 지진취약도 해석을 위해 PEER Strong Motion Databases [14]에서 지진을 선택하였으며, 지반의 종류에 따른 지진의 특성을 고려하기 위해 USGS 지반 분류법에 따른 Site Class A, B, C, D로 구분된 지진을 사용하였다. USGS 지반 분류법은 30 m까지의 평균 전단파 속도로 지반을 분류한 것이며, 특성을 Table 2에 나타내었다. 기초에 대한 지진취약도 해석을 위해 총 80개의 수직성분 지진 가속도 기록을 사용하였으며, 기록

특성을 지반등급별로 20개씩 분류하여 Table 3에 나타내었다. 교각에 대한 지진취약도 해석을 위해 총 200개의 수평성분 지진 가속도 기록을 사용하였으며, 지반등급별로 50개씩 분류하여 Table 4에 정리하여 나타내었다.

Table 2. USGS site classes corresponding to average shear-wave velocity (V_{s30}) to a depth of 30 m

Site Classification	V_{s30} (m/s)
Site Class A	≥ 750 m/s
Site Class B	360 ~ 750 m/s
Site Class C	180 ~ 360 m/s
Site Class D	≤ 180 m/s

Table 3. Vertical component of acceleration records used in this study

NO.	PEER NAME	Earthquake	PGA (g)	NO.	PEER NAME	Earthquake	PGA (g)	NO.	PEER NAME	Earthquake	PGA (g)
Site A				7	CPM-UP	Cape Mendocino 1992	0.754	14	G01-UP	Morgan Hill 1984	0.092
1	ABY-UP	Landers 1992	0.09	8	GBZ-UP	Kocaeli, Turkey 1999	0.203	15	MTW-UP	Northridge 1994	0.087
2	A-GRN-UP	Whittier Narrows 1987	0.227	9	GRN-UP	Northridge 1994	0.073	16	PUL-UP	Northridge 1994	1.229
3	A-MTW-UP	Whittier Narrows 1987	0.119	10	IZT-UP	Kocaeli, Turkey 1999	0.146	17	SIL-UP	N. Palm Springs 1986	0.095
4	ARM-UP	N. Palm Springs 1986	0.072	11	G01-UP	Loma Prieta 1989	0.209	18	TCU046-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.104
5	B-MTW-UP	Whittier Narrows 1987	0.086	12	L09-UP	Northridge 1994	0.079	19	WON-UP	Northridge 1994	0.106
6	G01-UP	Coyote Lake 1979	0.072	13	LCN-UP	Landers 1992	0.818	20	WWT-UP	N. Palm Springs 1986	0.471
Site B				8	JOS-UP	Landers 1992	0.181	14	STG-UP	Loma Prieta 1989	0.389
1	AND-UP	Morgan Hill 1984	0.204	9	KJM-UP	Kobe 1995	0.343	15	TCU045-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.361
2	CHY080-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.724	10	MVH-UP	N. Palm Springs 1986	0.395	16	TCU047-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.27
3	CLS-UP	Loma Prieta 1989	0.455	11	NPS-UP	N. Palm Springs 1986	0.435	17	TCU084-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.34
4	CLW-UP	Landers 1992	0.174	12	RIO-UP	Cape Mendocino 1992	0.195	18	TCU089-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.191
5	DSP-UP	Landers 1992	0.167	13	SKR-UP	Kocaeli, Turkey 1999	0.259	19	TCU095-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.255
6	G06-UP	Morgan Hill 1984	0.405	13	LCN-UP	Landers 1992	0.818	20	TCU120-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.162
Site C				7	TCU052-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.241	14	TCU071-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.449
1	CHY006-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.202	8	TCU054-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.13	15	TCU072-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.279
2	CHY024-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.152	9	TCU055-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.167	16	TCU074-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.286
3	CHY028-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.337	10	TCU063-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.132	17	TCU075-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.227
4	CHY101-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.165	11	TCU065-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.272	18	TCU076-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.281
5	PET-UP	Cape Mendocino 1992	0.163	12	TCU067-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.225	19	TCU078-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.176
6	TCU049-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.171	13	TCU068-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.486	20	TCU079-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.388
Site D				7	CHY104-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.125	14	TCU056-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.115
1	A02-UP	Loma Prieta 1989	0.083	8	H-E03-UP	Imperial Valley 1979	0.127	15	TCU110-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.122
2	CHY002-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.095	9	KAK-UP	Kobe 1995	0.158	16	TCU116-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.115
3	CHY025-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.165	10	NIS-UP	Kobe 1995	0.371	17	TCU117-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.088
4	CHY041-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.123	11	TAK-UP	Kobe 1995	0.272	18	TCU118-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.117
5	CHY082-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.081	12	TAZ-UP	Kobe 1995	0.433	19	TCU141-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.104
6	CHY092-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.12	13	TCU040-V	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.081	20	WLF-UP	Westmorland 1981	0.214

Table 4. Horizontal component of acceleration records used in this study

NO.	PEER NAME	Earthquake	PGA (g)	NO.	PEER NAME	Earthquake	PGA (g)	NO.	PEER NAME	Earthquake	PGA (g)
Site A				18	GBZ000	Kocaeli, Turkey 1999	0.244	35	PFT045	Anza (Horse Canyon) 1980	0.11
1	ABY000	Landers 1992	0.115	19	GBZ270	Kocaeli, Turkey 1999	0.137	36	PFT135	Anza (Horse Canyon) 1980	0.131
2	ABY090	Landers 1992	0.146	20	GGP100	San Francisco 1957	0.112	37	PUL104	Northridge 1994	1.585
3	A-G01247	Hollister 1974	0.132	21	GRN180	Northridge 1994	0.141	38	PUL194	Northridge 1994	1.285
4	A-GRN180	Whittier Narrows 1987	0.304	22	GRN270	Northridge 1994	0.256	39	SIL000	N. Palm Springs 1986	0.139
5	A-GRN270	Whittier Narrows 1987	0.199	23	HWA056-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.107	40	SIL090	N. Palm Springs 1986	0.113
6	A-MTW000	Whittier Narrows 1987	0.123	24	HWA056-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.107	41	TAP051-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.112
7	A-MTW090	Whittier Narrows 1987	0.186	25	IZT090	Kocaeli, Turkey 1999	0.22	42	TAP103-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.177
8	ARM360	N. Palm Springs 1986	0.129	26	IZT180	Kocaeli, Turkey 1999	0.152	43	TAP103-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.122

Table 4. Horizontal component of acceleration records used in this study (continued)

NO.	PEER NAME	Earthquake	PGA (g)	NO.	PEER NAME	Earthquake	PGA (g)	NO.	PEER NAME	Earthquake	PGA (g)
9	B-MTW000	Whittier Narrows 1987	0.158	27	L09000	Northridge 1994	0.165	44	TCU046-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.116
10	B-MTW090	Whittier Narrows 1987	0.142	28	L09021	San Fernando 1971	0.157	45	TCU046-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.133
11	CPM000	Cape Mendocino 1992	1.497	29	L09090	Northridge 1994	0.217	46	TVY045	Anza (Horse Cany) 1980	0.131
12	CPM090	Cape Mendocino 1992	1.039	30	L09291	San Fernando 1971	0.134	47	WON095	Northridge 1994	0.112
39	SIL000	N. Palm Springs 1986	0.139	43	TAP103-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.122	47	WON095	Northridge 1994	0.112
40	SIL090	N. Palm Springs 1986	0.113	44	TCU046-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.116	48	WON185	Northridge 1994	0.172
41	TAP051-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.112	45	TCU046-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.133	49	VWT180	N. Palm Springs 1986	0.492
42	TAP103-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.177	46	TVY045	Anza (Horse Cany) 1980	0.131	50	VWT270	N. Palm Springs 1986	0.612
Site B				17	DSP090	N. Palm Springs 1986	0.271	34	SKR090	Kocaeli, Turkey 1999	0.376
1	AND250	Morgan Hill 1984	0.423	18	G06090	Morgan Hill 1984	0.292	35	STG000	Loma Prieta 1989	0.512
2	AND270	Loma Prieta 1989	0.244	19	G06230	Coyote Lake 1979	0.434	36	STG090	Loma Prieta 1989	0.324
3	AND340	Morgan Hill 1984	0.289	20	G06320	Coyote Lake 1979	0.316	37	TCU034-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.25
4	AND360	Loma Prieta 1989	0.24	21	GGB270	Loma Prieta 1989	0.233	38	TCU045-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.512
5	B-FOC000	Friuli, Italy 1976	0.26	22	GIL067	Loma Prieta 1989	0.357	39	TCU045-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.474
6	B-LMO355	Livermore 1980	0.252	23	GIL337	Loma Prieta 1989	0.325	40	TCU047-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.413
7	CHY029-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.238	24	HCP045	N. Palm Springs 1986	0.24	41	TCU047-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.301
8	CHY029-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.277	25	JOS000	Landers 1992	0.274	42	TCU070-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.255
9	CHY074-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.234	26	JOS090	Landers 1992	0.284	43	TCU084-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.417
10	CHY080-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.902	27	KJM000	Kobe 1995	0.821	44	TCU084-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	1.157
11	CHY080-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.968	28	KJM090	Kobe 1995	0.599	45	TCU089-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.248
12	CLS000	Loma Prieta 1989	0.644	29	NPS210	N. Palm Springs 1986	0.594	46	TCU089-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.333
13	CLS090	Loma Prieta 1989	0.479	30	NPS300	N. Palm Springs 1986	0.694	47	TCU095-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.712
14	CLW-LN	Landers 1992	0.283	31	RIO270	Cape Mendocino 1992	0.385	48	TCU095-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.378
15	CLW-TR	Landers 1992	0.417	32	RIO360	Cape Mendocino 1992	0.549	49	WVC000	Loma Prieta 1989	0.255
16	DSP000	N. Palm Springs 1986	0.331	33	SHL000	Cape Mendocino 1992	0.229	50	WVC270	Loma Prieta 1989	0.332
Site C				17	CHY101-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.353	34	TCU067-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.503
1	CHY006-E	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.364	18	NST-E	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.309	35	TCU068-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.462
2	CHY006-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.345	19	NST-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.388	36	TCU068-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.566
3	CHY010-E	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.227	20	PET000	Cape Mendocino 1992	0.59	37	TCU071-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.655
4	CHY014-E	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.229	21	PET090	Cape Mendocino 1992	0.662	38	TCU071-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.567
5	CHY014-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.263	22	TCU042-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.246	39	TCU072-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.4
6	CHY024-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.278	23	TCU049-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.251	40	TCU072-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.489
7	CHY028-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.821	24	TCU049-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.293	41	TCU074-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.349
8	CHY028-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.653	25	TCU051-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.225	42	TCU074-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.597
9	CHY034-E	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.248	26	TCU052-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.419	43	TCU075-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.264
10	CHY034-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.31	27	TCU052-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.348	44	TCU075-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.333
11	CHY035-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.246	28	TCU053-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.223	45	TCU076-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.416
12	CHY035-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.252	29	TCU055-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.201	46	TCU076-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.303
13	CHY036-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.207	30	TCU055-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.237	47	TCU078-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.292
14	CHY036-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.294	31	TCU065-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.603	48	TCU078-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.444
15	CHY088-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.216	32	TCU065-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.814	49	TCU079-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.393
16	CHY101-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.44	33	TCU067-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.325	50	TCU079-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.742
Site D				17	CHY104-E	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.162	34	TAP095-E	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.151
1	A02043	Loma Prieta 1989	0.274	18	CHY104-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.187	35	TAZ000	Kobe 1995	0.693
2	A02133	Loma Prieta 1989	0.22	19	H-E03140	Imperial Valley 1979	0.266	36	TAZ090	Kobe 1995	0.694
3	A-E03140	Imperial Valley 1979	0.179	20	H-E03230	Imperial Valley 1979	0.221	37	TCU040-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.123
4	ATS000	Kocaeli, Turkey 1999	0.249	21	ILA030-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.118	38	TCU040-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.149
5	ATS090	Kocaeli, Turkey 1999	0.184	22	KAK000	Kobe 1995	0.251	39	TCU056-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.134
6	BLF206	Northridge 1994	0.179	23	KAK090	Kobe 1995	0.345	40	TCU056-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.134
7	BLF296	Northridge 1994	0.128	24	NIS000	Kobe 1995	0.509	41	TCU110-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.18
8	B-WLF225	Superstitt Hills(B) 1987	0.119	25	NIS090	Kobe 1995	0.503	42	TCU110-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.18
9	B-WLF315	Superstitt Hills(B) 1987	0.167	26	SHI000	Kobe 1995	0.243	43	TCU111-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.136
10	CHY002-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.147	27	SHI090	Kobe 1995	0.212	44	TCU116-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.148
11	CHY008-E	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.13	28	TAK000	Kobe 1995	0.611	45	TCU116-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.184
12	CHY008-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.12	29	TAK090	Kobe 1995	0.616	46	TCU117-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.12
13	CHY025-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.153	30	TAP003-E	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.126	47	TCU117-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.119
14	CHY025-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.159	31	TAP005-E	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.137	48	TRI090	Loma Prieta 1989	0.159
15	CHY041-N	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.639	32	TAP010-E	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.121	49	WLF225	Westmorland 1981	0.199
16	CHY041-W	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.302	33	TAP090-E	Chi-Chi, Taiwan 1999	0.131	50	WLF315	Westmorland 1981	0.176

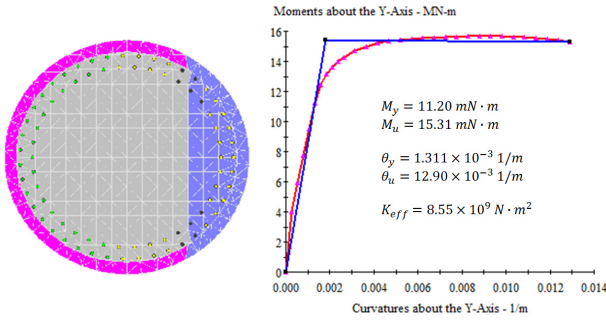


Fig. 2. Moment curvature relationship of pier section

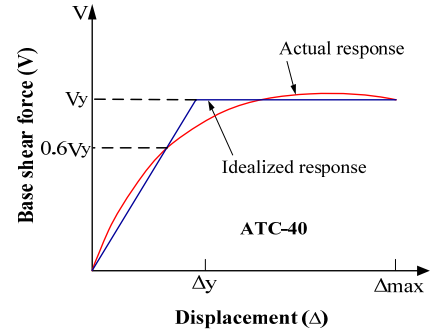


Fig. 3. Bilinear approximation used in ATC-40

Table 5. Force-displacement relationship of pier by pushover analysis

Bridge C123		Bridge C213		Bridge C232					
Shear Force (mN)				Pier 1	$D_y^* = 1.183 \text{ cm}, D_u^{**} = 6.283 \text{ cm}$	Pier 1	$D_y = 2.229 \text{ cm}, D_u = 12.28 \text{ cm}$	Pier 1	$D_y = 2.289 \text{ cm}, D_u = 12.251 \text{ cm}$
				Pier 2	$D_y = 2.329 \text{ cm}, D_u = 12.297 \text{ cm}$	Pier 2	$D_y = 1.171 \text{ cm}, D_u = 6.329 \text{ cm}$	Pier 2	$D_y = 3.831 \text{ cm}, D_u = 20.275 \text{ cm}$
				Pier 3	$D_y = 3.847 \text{ cm}, D_u = 20.321 \text{ cm}$	Pier 3	$D_y = 3.844 \text{ cm}, D_u = 20.565 \text{ cm}$	Pier 3	$D_y = 2.289 \text{ cm}, D_u = 12.251 \text{ cm}$

D_y^* : Yield displacement, D_u^{**} : Ultima displacement

3. 비선형 정적해석 및 비선형 동적해석

3.1 비선형 정적해석

점진적으로 증가하는 하중에 대한 교각의 극한모멘트를 확인하기 위해 교각 단면에 대한 모멘트-곡률 해석을 수행하였다. 해석에는 UCFyber 프로그램[15]을 사용하였으며 해석 결과를 Fig. 2에 나타내었다. 극한 모멘트는 15.31 MPa로 산출되었다.

교각에 대한 힘-변위관계의 항복점을 산출하기 위하여 구조물이 항복한 이후의 거동을 분석하는데 효과적인 비선형 정적해석(pushover analysis)를 수행하였다. 해석은 교각의 극한모멘트인 15.31 Mpa까지 진행하였으며, 해석을 통해 산출된 교각의 힘-변위 관계를 Table 5에 나타내었다. 지진 취약도 해석에서의 교각에 대한 손상상태 정의를 위해 항복 변위가 결정되어야 한다. 완전한 곡선형태의 역강곡선을 이선형(bilinear) 근사화 과정을 통해 교각의 항복변위를 구하기 위해 가장 널리 사용되는 이선형 근사화 방법을 Fig. 3에 나타낸 ATC-40[16]에서 제안한 동일에너지 근사화 방법을 사용하였다. 좌우 대칭인 C232 교량의 경우 1번 교각과 3번 교각은 높이가 동일하기 때문에 같은 힘-변위관계를 나타낸다.

3.2 비선형 동적해석

본 연구에서는 지진하중에 대하여 교량 구조물의 동적응답을 확인하기 위해 OpenSEES 프로그램을 사용하여 비선형 응답이력해석을 수행하였다. 비선형 응답이력해석은 해석 모델링과 절차가 복잡하며 많은 시간을 요하지만, 교량 구조물의 변위를 보다 정확하게 산출할 수 있다는 장점을 갖고 있다.

Table 4에 나타난 지진하중에 대한 교량별 세굴깊이에 따른 비선형 응답이력해석을 수행하여 교각의 최대 상대변위응답을 Fig. 4, 5에 비교하여 나타내었다. 세굴이 발생한 경우 발생하지 않은 경우보다 교각의 상대변위가 더 크게 발생하는 것을 확인할 수 있었다. 교각의 최대 상대변위에 대해 회귀 분석한 결과, PGA가 증가할수록 교각의 최대상대변위도 증가하는 경향이 나타났다. 또한 교각의 최대 상대변위 응답은 지진취약도 곡선을 작성하기 위해 이용된다.

교량별 세굴깊이에 따른 비선형 시간이력 해석 결과 중 교각 기초부에서의 최대 변위응답을 Fig. 6, 7에 나타내었다. 세굴이 발생한 경우 발생하지 않은 경우보다 교각 기초부에서의 최대변위가 더 크게 발생하는 것을 확인할 수 있었다. 교각 기초부에서의 최대변위에 대해 회귀 분석한 결과, 세굴이 발생하지 않은 경우에는 PGA가 1g 이상이면 일정한 변위값으로 수렴하는 경향이 나타났다. 또한 세굴이 4 m 발생한 경우에는 PGA가 2g 이상이면 일정한 변위값으로 수렴할 것으로 보인다.

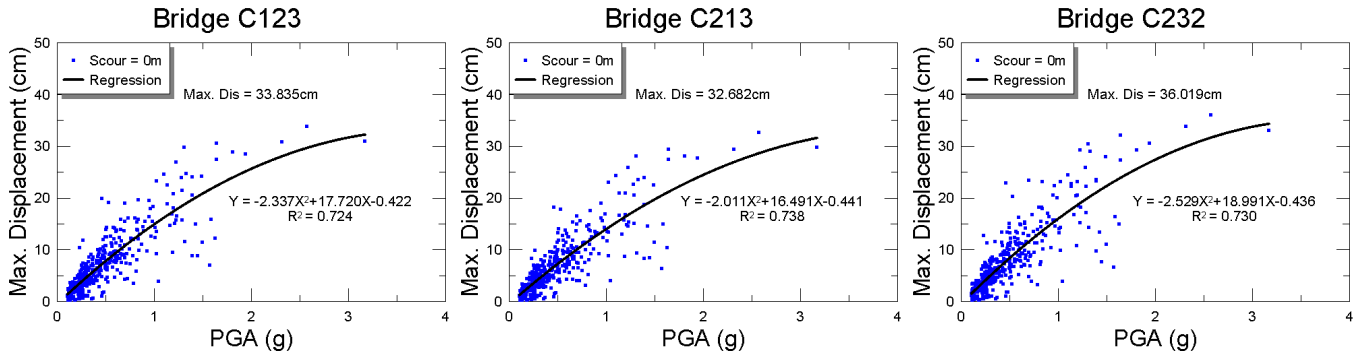


Fig. 4. Comparison of maximum relative displacement of pier in case of scour depth 0 m (scour has not occurred)

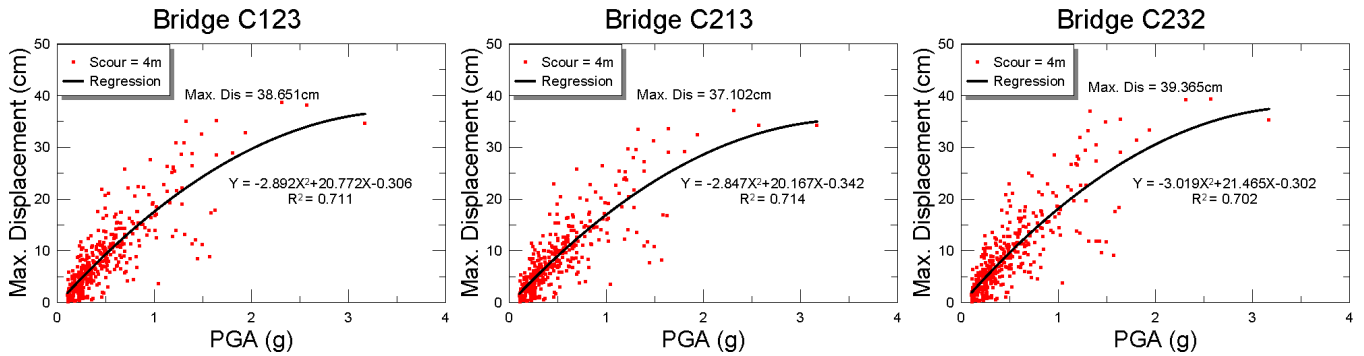


Fig. 5. Comparison of maximum relative displacement of pier in case of scour depth 4 m

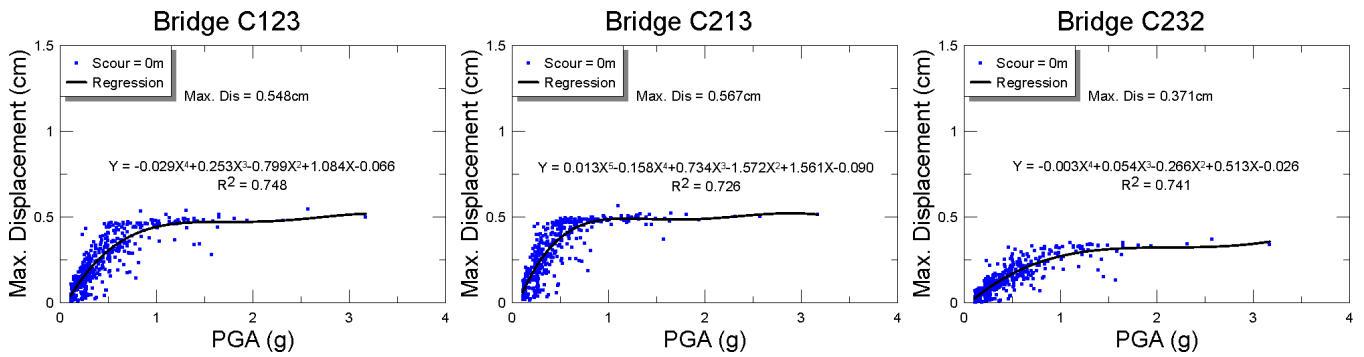


Fig. 6. Comparison of maximum relative displacement of foundation in case of scour depth 0 m (scour has not occurred)

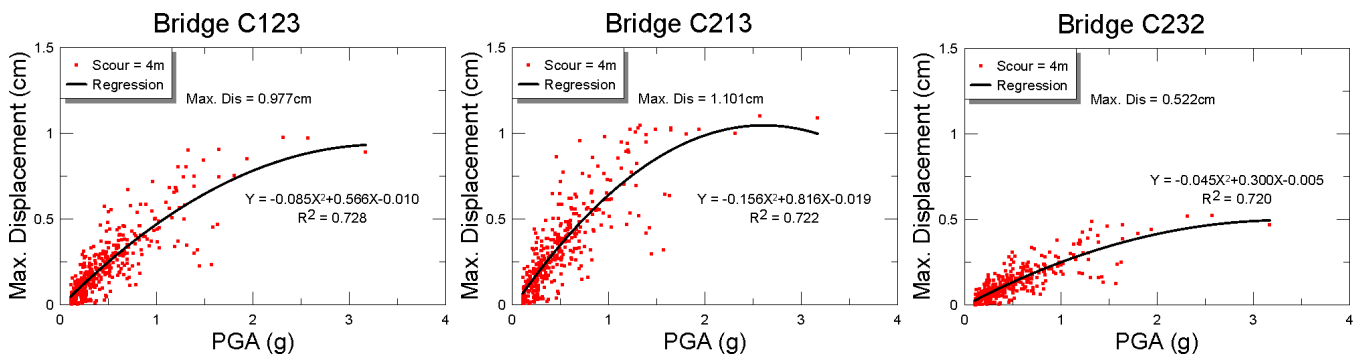


Fig. 7. Comparison of maximum relative displacement of foundation in case of scour depth 4 m

4. 교각 및 기초부의 지진취약도 해석

4.1 지진취약도 해석 방법

지진취약도 해석은 확률론적 특징을 갖고 있으며, 임의의 강도를 갖는 지진에 대한 파괴확률을 나타내는 지표이다. Shinozuka 등이 교량 구조물의 확률적 지진 안전성 평가 지수로 확장하여 적용한 후로 이에 대한 연구가 활발히 수행되고 있다. 현재는 지진취약도 해석을 활용하여 특정 구조물의 지진 피해 예측 및 지진 위험도를 평가하고 지진 발생 후 신속한 복구 계획 수립을 위한 자료로 활용되고 있다. 본 연구에서는 Shinozuka 등[17, 18]이 제안한 지진취약도 곡선을 대수정규분포함수(log-normal distribution function)로 표현하고, 함수의 중앙값과 표준편차를 최우도추정법(maximum likelihood method)에 의하여 추정하는 방법을 사용하였다.

해당되는 특정 손상단계에 대한 손상발생확률만을 증가시킬 수 있는 최우도함수가 구성된다. 지진취약도 곡선을 각각 미소손상(D_{s_2})의 경우 $F_1(\cdot)$, 중간손상(D_{s_3})의 경우 $F_2(\cdot)$, 심한손상(D_{s_4})의 경우 $F_3(\cdot)$ 라고 하고 j 번째 지진손상상태에 대한 지진취약도 곡선은 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$\begin{aligned} P(E_1) &= P_{i1} = P(a_i, E_1) = 1 - F_1(a_i; c_1, \zeta) \\ P(E_2) &= P_{i2} = P(a_i, E_2) = F_1(a_i; c_1, \zeta) - F_2(a_i; c_2, \zeta) \\ P(E_3) &= P_{i3} = P(a_i, E_3) = F_2(a_i; c_2, \zeta) - F_3(a_i; c_3, \zeta) \\ P(E_4) &= P_{i4} = P(a_i, E_4) = F_3(a_i; c_3, \zeta) \end{aligned} \quad (6)$$

해당되는 손상단계에서 손상발생확률만을 증가시킬 수 있는 최우도함수는 식(7)과 같으며, 이를 도식화 하여 Fig. 8 에 나타내었다.

$$L(c_1, c_2, c_3, \zeta) = \prod_{i=1}^N \prod_{k=1}^4 P_k(a_i; E_k)^{x_{ik}} \quad (7)$$

여기서, x_{ik} : i 번째 구조물이 k 번째 손상단계에 있으면 $x_{ik} = 1$, 그 외의 경우에는 $x_{ik} = 0$ 이다.

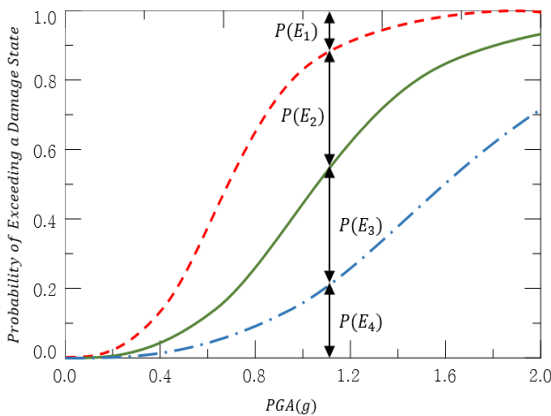


Fig. 8. Fragility curve

지진취약도 곡선 $F(a_i)$ 는 다음과 같이 대수정규분포함수로 정의된다.

$$F(a_i; c_j, \zeta) = \Phi \left[\frac{\ln(a_i/c_j)}{\zeta} \right] \quad (8)$$

여기서, c_j , ζ 는 대수정규분포함수의 중앙값과 표준편차, Φ 는 누적정규분포함수이다.

교각에 대한 손상상태의 정의는 Alkex H, Brabat 등[19]이 제안한 항복 변위에 대한 손상상태 정의(\overline{Sd}_i)를 변위 연성도(μ)에 대한 손상상태로 전환하여 사용하였으며 이를 Table 6에 4가지 손상상태 별로 정의하여 나타내었다. 여기서, 변위연성도는 식 (9)과 같이 정의한다.

$$\mu = \frac{D_{max}}{D_y} \quad (9)$$

여기서, μ 는 연성도, D_{max} 는 최대 변위, D_y 는 항복 변위이다.

기초의 손상상태는 지진하중에 대한 기초의 지반반력과 기초지반의 극한 연직지지력을 비교하여 파괴여부를 결정하는 방법을 사용하였다. 지진 하중 작용시 기초의 안전성은 연직방향 지지여부에 의해 평가할 수 있다 [13]. 따라서 본 연구에서는 연직방향 지지가 불안전할 경우 기초의 파괴가 발생한다고 가정하고 식 (10)에 나타낸 Terzaghi 제안식[20]을 사용하여 세굴깊이에 따른 얇은 기초의 극한 지지력을 구하였다.

$$q_u = \alpha c N_c + \beta \gamma_1 B N_r + \gamma_2 D_f N_q \quad (10)$$

여기서, q_u 는 극한지지력(t/m^2), α, β 는 형상계수(정사각형 기초 : $\alpha = 1.3, \beta = 0.4$), c 는 기초저면의 흙의 점착력(t/m^2), N_c, N_r, N_q 는 내부마찰각에 따른 지지력 계수, γ_1 은 기초 밑면 흙의 단위중량(t/m^2), γ_2 는 기초깊이부분 흙의 단위중량(t/m^2), B 는 기초의 폭(m), D_f 는 기초의 근입 깊이(m)를 나타낸다.

본 연구에서의 기초 형상은 폭이 $6m$ 인 정사각형 기초를 사용하였으며 따라서 형상계수 $\alpha = 1.3, \beta = 0.4$ 의 값을 사용하였다. 기초 지반은 입도가 나뉘고 다진 성토 모래로 가정하였으며 따라서 기초저면에서의 흙의 점착력 $c = 0$, 흙의 단위중량 $\gamma_1 = \gamma_2 = 1.9 t/m^2$, 내부마찰각 $\phi = 30^\circ$, 내부마찰각에 따른 지지력 계수 $N_c = 37.16, N_r = 19.13, N_q = 22.46$ 의 값을 사용하였다. 기초의 근입깊이 $D_f = 0 m, 2 m, 4 m$ 의 경우를 해석을 수행하였다.

세굴깊이에 따른 기초지반의 극한연직지지력을 구하여 연직방향 극한

Table 6. Definition of damage states

Damage State	\overline{Sd}_i	Ductility(μ)
Slight/Minor Damage (D_{s_2})	$0.7D_y$	0.7
Moderate Damage (D_{s_3})	D_y	1.0
Extensive Damage (D_{s_4})	$D_y + 0.25(D_u - D_y)$	$1 + 0.25(\mu - 1)$
Complete Damage (D_{s_5})	D_u	μ

Table 7. Ultimate bearing capacity according to scour depth

Scour Depth (m)	D_f (m)	q_u	$q_u B^2$
0	4	257.93 t/m ²	91090.56 kN
2	2	172.58 t/m ²	60948.35 kN
4	0	87.23 t/m ²	30806.15 kN

지지력(q_u)을 집중 지지력($q_u B^2$)으로 치환하여 Table 7에 나타내었다. 비선형 동적해석으로부터 각 세굴 깊이별로 기초의 지반반력을 구하여 지반반력이 집중 지지력을 초과하면 기초는 파괴하는 것으로 간주하는 단일 손상상태로 정의하였다.

4.2 교각의 지진취약도 곡선

1 개 이상의 교각에서 연성도가 각 손상상태의 기준치를 넘으면 그 단계에서 손상이 발생했다고 보고 손상이 발생했다면 1, 손상이 발생하지 않았다면 0으로 정의한다. 교각의 지진취약도 해석에서는 Table 4에 나타낸 200개의 지진에 가속도 크기를 2배씩 키운 지진 200개를 추가하여 총 400

개의 수평방향성분 지진기록을 사용하여 손상상태를 평가하였다. 이는 붕괴상태에 대한 지진취약도 곡선의 정보를 얻기 위함이다. 손상상태는 Table 11에 나타낸 바와 같이 D_{s2} (미소손상), D_{s3} (일반손상), D_{s4} (심한손상), D_{s5} (붕괴) 손상상태에 대한 지진취약도 곡선을 구하였다.

식 (8)에 나타낸 누적로그정규분포함수를 이용하여 교각 구조물별 교각에 대한 지진취약도 곡선을 계산하였다. 이때 사용되는 중앙값과 표준편차는 최우도추정법을 사용하여 계산하였고 각 교각별 지진취약도 곡선의 중앙값과 표준편차를 정리하여 Table 8에 나타내었다. 계산된 지진취약도 함수의 중앙값과 표준편차값을 사용하여 세굴깊이에 따른 교각의 지진취약도 곡선을 계산하여 Fig. 9에 나타내었고, 교량종류에 따른 교각의 지진취약도 곡선을 Fig. 10에 나타내었다.

교량 구조물 하단을 고정단으로 모델링한 경우 및 세굴이 발생하지 않은 경우와 2 m, 4 m의 깊이로 세굴이 발생한 경우로 구분하여 교각의 지진취약도 곡선을 작성하여 Fig. 9에 비교하여 나타내었다.

세굴에 대한 교각의 지진취약도 해석 결과, 고정단 모델의 경우가 가장 파괴확률이 낮고 세굴이 깊게 발생할수록 지진에 더 취약한 것으로 나타났다. 일반적으로 교량구조물의 지진해석시에 많이 사용되는 고정단 모델(지반의 영향을 고려하지 않는 경우)의 경우는 지진의 위험성을 지반의 영향을

Table 8. Comparison of median and standard deviation values of fragility curves according to scour depths

Site Class	Scour depth	median/ standard deviation	Bridge C123				Bridge C213				Bridge C232			
			D_{s2}	D_{s3}	D_{s4}	D_{s5}	D_{s2}	D_{s3}	D_{s4}	D_{s5}	D_{s2}	D_{s3}	D_{s4}	D_{s5}
Site A	Fixed foundation	c	0.2786	0.3500	0.7153	1.7888	0.2163	0.2704	0.5204	1.0673	0.3704	0.4582	0.8571	2.0908
		ζ	0.7450				0.7190				0.6880			
	Scour 0 m	c	0.1796	0.2122	0.3551	1.1551	0.1398	0.1765	0.2908	0.6480	0.2612	0.2908	0.6071	2.1153
		ζ	1.0250				0.8420				1.0610			
	Scour 2 m	c	0.1561	0.2020	0.3276	1.0969	0.1051	0.1643	0.2724	0.5480	0.2378	0.2949	0.5398	1.9133
		ζ	1.0910				0.9290				1.0170			
	Scour 4 m	c	0.1449	0.1929	0.2980	1.1061	0.1102	0.1449	0.2480	0.5194	0.2316	0.2888	0.6112	1.6316
		ζ	1.1210				0.9520				1.0270			
Site B	Fixed Foundation	c	0.2337	0.2745	0.4541	1.0041	0.2265	0.2551	0.4173	0.7337	0.2480	0.3510	0.6582	1.4643
		ζ	0.7250				0.6800				0.8380			
	Scour 0 m	c	0.1122	0.1429	0.2235	0.6582	0.0102	0.1122	0.1459	0.4480	0.19459	0.1694	0.4765	1.1827
		ζ	0.9430				0.7570				1.0330			
	Scour 2 m	c	0.1122	0.1429	0.2041	0.5602	0.0102	0.1122	0.1459	0.4306	0.1184	0.1745	0.4347	1.1306
		ζ	0.7880				0.6570				1.0740			
	Scour 4 m	c	0.1122	0.1429	0.1745	0.5367	0.0102	0.1122	0.1459	0.4122	0.1184	0.1745	0.4133	1.0949
		ζ	0.7720				0.7120				1.0540			
Site C	Fixed foundation	c	0.1561	0.2459	0.4735	1.0786	0.0990	0.2082	0.3765	0.7949	0.1908	0.3214	0.6551	1.3633
		ζ	0.9090				0.8110				0.9550			
	Scour 0 m	c	0.0102	0.0102	0.1500	0.5714	0.0102	0.0102	0.0102	0.3847	0.0102	0.1643	0.3480	1.0980
		ζ	1.1730				0.8210				1.3960			
	Scour 2 m	c	0.0102	0.0102	0.1418	0.4949	0.0102	0.0102	0.0102	0.3367	0.0102	0.0102	0.3020	1.0633
		ζ	0.9520				0.6010				1.5030			
	Scour 4 m	c	0.0102	0.0102	0.0102	0.3990	0.0102	0.0102	0.0102	0.2949	0.0102	0.0102	0.2816	0.8694
		ζ	0.9430				0.5500				1.3060			
Site D	Fixed foundation	c	0.2184	0.2939	0.4602	0.6990	0.1806	0.2367	0.4184	0.6755	0.2541	0.3643	0.5704	1.1735
		ζ	0.5270				0.5670				0.5670			
	Scour 0 m	c	0.1133	0.1184	0.2173	0.5908	0.0102	0.1133	0.1653	0.3857	0.1378	0.1827	0.3684	1.0122
		ζ	1.0450				0.9030				0.8380			
	Scour 2 m	c	0.0102	0.1143	0.2000	0.5337	0.0102	0.0704	0.1510	0.3500	0.1306	0.1663	0.3582	1.0122
		ζ	1.0340				0.8510				0.9260			
	Scour 4 m	c	0.0102	0.1133	0.1827	0.4439	0.0102	0.0704	0.1367	0.3051	0.1000	0.1673	0.3224	1.0122
		ζ	0.9350				0.7500				0.9910			

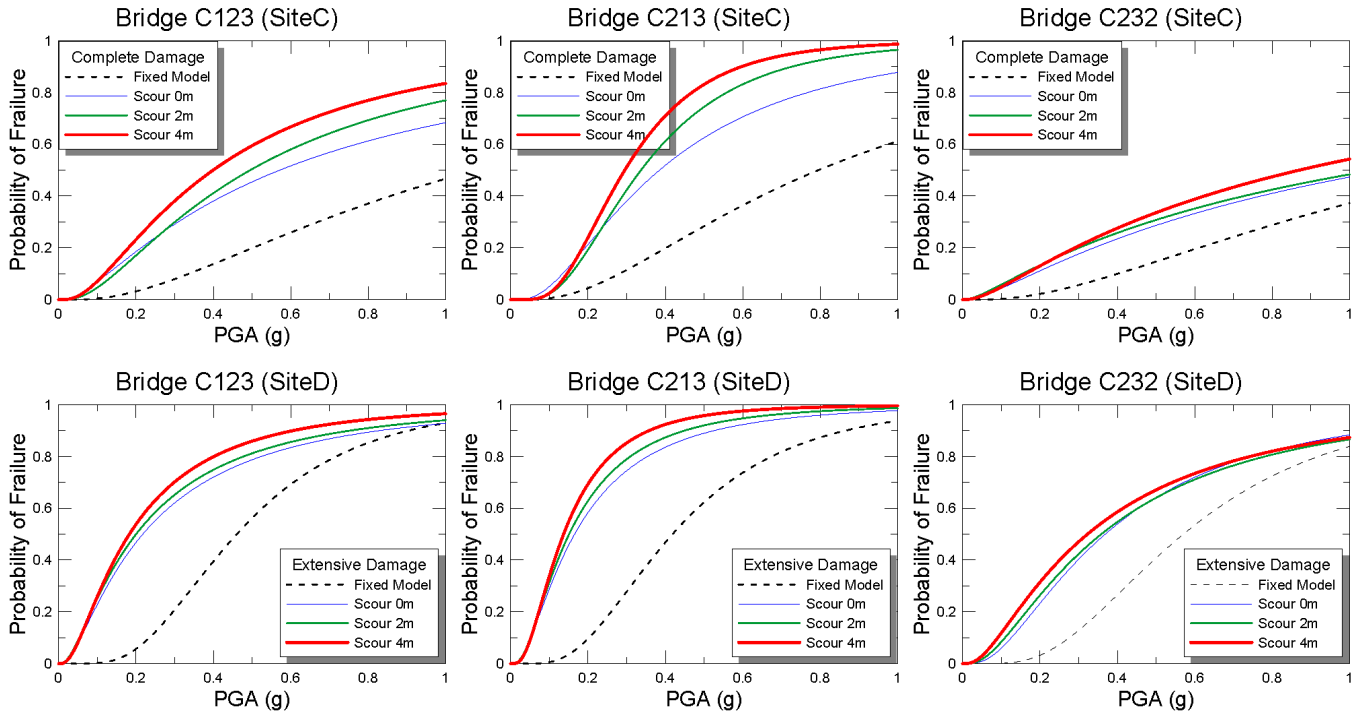


Fig. 9. Comparison of seismic fragility curves according to scour depths

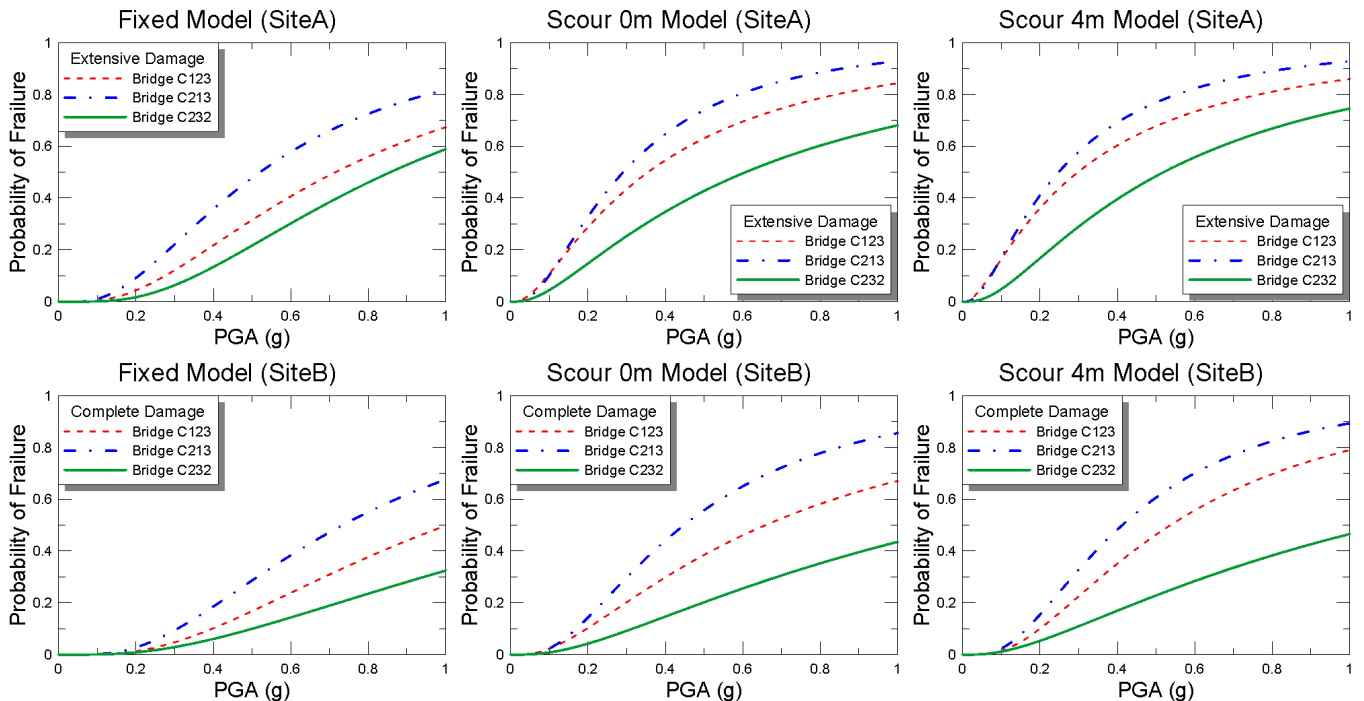


Fig. 10. Comparison of seismic fragility curves according to bridge types

고려한 경우보다 과소평가할 가능성이 많음을 의미한다. 비대칭 교량인 C123과 C213 교량의 경우에는 세굴이 발생하기 전보다 세굴이 4 m 발생한 경우 교각의 파괴확률이 크게는 대략 5~20% 정도 증가함을 알 수 있다.

교량종류에 대한 교각의 지진취약도 해석 결과를 비교한 Fig. 10으로부터, 교량의 형상이 교축에 대하여 좌우 비대칭인 경우가 대칭인 교량보다

지진에 대해 파괴확률이 대략 10~40% 정도 크게 나타났으며, 좌우 비대칭성이 C123 교량보다 중간 교각이 높이가 작은 관계로 더 크다고 할 수 있는 C213 교량이 더 큰 파괴확률을 보였다. 그러므로 교량이 대칭일수록 지진에 더 안전하다고 판단할 수 있으며 대칭형상의 교량일수록 교각의 대칭성에 따른 강성이 좌우 대칭이므로 지진하중이 횡방향으로 비대칭 교각에 비

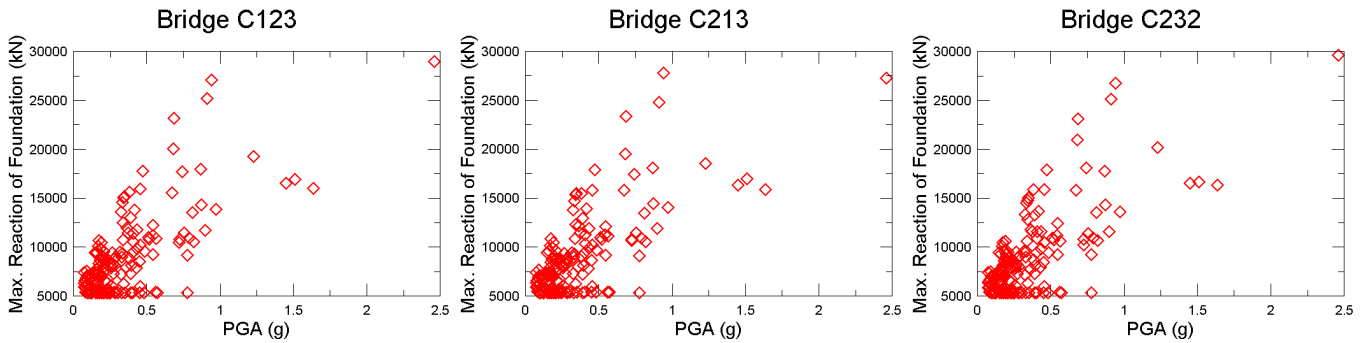


Fig. 11. Comparison of maximum reactions of foundation in case of 4 m scour depth

하여 고르게 분배되어 손상확률이 작게 평가되는 것으로 판단된다.

4.3 기초의 손상상태 분석 및 지진취약도 곡선

1개 이상의 교각에서 기초의 지반반력이 Table 6에 나타난 기준치를 넘으면 손상이 발생했다고 보고 손상이 발생했다면 1, 손상이 발생하지 않았다면 0으로 정의한다. 기초의 지진취약도 해석에서는 Table 3에 나타난 Site Class A, B, C, D의 수직방향성분 지진을 각각 20개씩 적용하였으며 지진 가속도 크기를 2배씩 키운 지진을 추가하여 총 160개의 수직방향성분 지진기록을 사용하여 손상상태를 평가하였다. 가장 취약한 해석경우인 세굴이 4 m 발생했을 경우 각 교량별 최대지반반력을 Fig. 11에 각 교량별로 비교하여 나타내었다. 비선형시간이력해석 결과 모든 지진하중에 대하여 발생한 최대 지반반력이 30806.15 kN 미만으로 작게 발생하여 손상이 발생하지 않았다. 기초의 파괴는 발생하지 않고 교각의 손상이 교량의 손상을 지배함으로 기초에 대한 지진취약도 곡선은 작성은 하지 않았으며 지진하중의 크기(최대지반가속도의 크기)를 더 키우면 기초가 파괴상태에 도달하여 지진취약도 곡선을 작성할 수는 있겠지만 실제 발생가능한 지진하중의 범위를 초과함으로 의미가 없다고 판단된다.

5. 결론

본 연구에서는 대칭 및 비대칭 교량에 대해 세굴의 발생으로 인한 교각 기초부의 강성저하가 교량 구조물의 동적거동특성에 미치는 영향을 분석하기 위해 지진 하중을 적용하여 비선형 정적해석 및 동적해석을 수행하였다. 이를 바탕으로 교량 구조물의 지진취약도 해석을 통한 파괴확률을 평가하였다. 본 연구를 통해 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 400개의 지진하중을 적용하여 비선형 시간이력 해석 결과, 세굴이 발생한 경우 발생하지 않은 경우보다 교각의 최대상대변위가 크게는 약 6cm 더 크게 발생하였다. 교각의 최대상대변위에 대해 회귀분석을 한 결과, PGA가 증가할수록 교각의 최대상대변위도 증가하나 선형적인 비례관계가 나타내지는 않고 PGA 증가에 따라 완만하게 증가하는 경향을 나타내는 2차 함수의 경향을 나타낸다.
- 2) 교량별 세굴깊이에 따른 응답이력해석을 통하여 교각 기초하부에서의 수평방향 변위응답을 분석한 결과로부터 세굴이 발생한 경우가 발생하

지 않은 경우보다 기초하부의 횡방향 변위가 더 크게 발생하였다. 교각 기초하부에서의 횡방향 최대변위에 대해 회귀 분석한 결과, 세굴이 발생하지 않은 경우에는 PGA가 1g 이상이면 횡방향 기초변위가 일정하게 수렴하는 경향이 나타났으나, 세굴이 발생한 경우에는 수렴하는 경향없이 PGA 증가에 따라 기초하부의 변위가 증가하는 경향을 나타낼 수 있었다.

- 3) 하부를 고정단으로 모델링한 경우와 세굴심도를 고려하여 지반스프링으로 모델링한 경우에 따른 교각의 지진취약도 해석한 결과, 고정단 모델의 경우가 가장 동일한 조건에서 지진에 대한 손상확률이 낮고 세굴심도가 커질수록 손상확률이 증가하는 것으로 나타났다. 세굴이 발생하지 않은 경우보다 세굴심도 4 m 발생한 경우 교각의 손상확률이 크게는 약 20%나 더 커진 것을 보아 세굴의 발생은 교량 구조물의 피해정도에 무시할 수 없는 수준의 영향을 미친다는 것을 알 수 있다.
- 4) 대칭 및 비대칭 교량 구조물에 대한 지진취약도 해석 결과, 교량이 교축 방향으로 교각의 높이가 좌우 비대칭인 경우가 대칭인 교량보다 지진에 대해 더 큰 손상확률을 보였으며, C123 교량보다 C213 교량이 더 큰 손상확률을 보였다. 이는 교량이 대칭일수록 교각들의 강성차이가 크지 않기 때문에 지진하중을 교각별로 효율적으로 배분되어 지진응답에 모든 교각이 상대적으로 균등하게 저항하는 능력을 나타내므로 내진능력이 우수하기 때문으로 판단된다.

/ 감사의 글 /

이 논문은 2015년도 정부(교육부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 기초연구사업(NRF-2015R1D1A3A01020276)에 의해 지원되었기에 이에 감사드립니다.

/ REFERENCES /

1. Korea Meteorological Administration (KMA), 2010 Abnormal Climate Special Report, Publication of The Registration Number, 11-1360000-000705-01, Korea, c2010.
2. Yeo WK, Kang JG, Field Investigation of Bridge Scours in Small and Medium Streams(2), Journal of Korea Water Resources Association, 1999 Feb;32(1):49-59.
3. 2013 Disaster Yearbook, National Disaster Information Center Page

- [Internet], Recovery Support Division of National Emergency Management; 2014 Jun [updated 2014 Jul 8; cited 2015 Feb 22]. Available from : <http://www.safekorea.go.kr/dmtd/board/BoardDetail.jsp>
4. Park JH, Kwak KS, Yoon HS, Lee JS, Chung MK. Evaluation of Bridge Scour Vulnerability for Bridges near Kangneung Area. Proceedings of KSCE Conference 2005; 2005 Oct 20–21:4276–4279.
 5. Kim SH, Mha HS, Lee SW. Dynamic Behaviors and Failure Probability of Bridges under Combined Effects of Earthquake and Local Scour. Journal of the Korean Society of Civil Engineers, 2004 Sep;24(5):1103–1110.
 6. Shin JH, Kim TW, Kim SC, Yoon SB. Statistical Frequency Analysis of Earthquake Data at East Sea Using Mixed Distribution Functions. Journal of the Korean Society of Hazard Mitigation, 2013 Oct; 13(5):347–354.
 7. Korea Meteorological Administration [Internet]. c2009–2015. Occurrence Trend of Earthquake in The Domestic; [cited 2015 Mar 9]; Available from : <http://www.kma.go.kr/weather/earthquake/domestictrend.jsp>
 8. Effects of local scour upon seismic behaviors of multi-span simply supported bridge. Master's Thesis in Yonsei University, c2002, 106 p.
 9. Prasad GG, Banerjee S. The impact of flood-induced scour on seismic fragility characteristics of bridges. Journal of Earthquake Engineering. 2013;17:803–828.
 10. Wang Z, Song W, Li T. Combined fragility surface analysis of earthquake and scour hazards for bridge. 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal; 2012.
 11. Alipour A, Shafei B. Performance assessment of highway bridges under earthquake and scour Effects. 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal; 2012.
 12. Pacific Earthquake Engineering Research Center. Open System for Earthquake Engineering Simulation. 2007. Available from: <http://opensees.berkeley.edu/>.
 13. Gazetas, G. Formulas and Charts for Impedances of Surface and Embedded Foundations. Journal Geotechnical Engineering, 1991;117(9): 1363–1381.
 14. PEER Strong Motion Databases [Internet]. California: Berkeley; [cited 2014 Oct 10]. Available from : <http://peer.berkeley.edu/smcat/sites.html>
 15. Ucfyber – Cross section analysis software for structural engineers, Zevent Moncrete columns.
 16. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Report No. SSC 96–01, Applied Technology Council, Redwood City;c1996.
 17. Shinozuka M, Zhou Y, Kim SH, Murachi Y, Banerjee S, Cho S, Chung H. Socio-Economic Effect of Seismic Retrofit Implemented on Bridges in Los Angeles Highway Network. Report No. F/CA/SD–2005/03, California Department of Transportation, State of California; c2005.
 18. Shinozuka M, Feng MQ, Kim H, Uzawa T, Ueda T. Statistical Analysis of Fragility Curves. Repot No. DTFH61–92–C00106, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY;c2001.
 19. Brabat AH, Pujades LG, Lantada N. Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2008;28:851–865.
 20. Murthy VNS. Geotechnical Engineering : Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Marcel Dekker Inc; c2007 Mar 2, p1048.