원형 RC 교각기둥의 내진설계

Earthquake-resistant Design of Circular RC Pier Columns

국승규* · 김준범**

Kook, Seungkyu*, and Kim, Junbum**

Abstract

The purpose of earthquake-resistant design for typical bridges is to secure no-collapse requirements, and pier columns are essential structural members. To secure no-collapse requirements, a ductile/brittle mechanism should be designed according to the seismic behaviors of pier columns. These formations should be based on the flexure/shear performance curves of pier columns. In this study on the circular reinforced concrete pier columns of typical bridges, the effects of design factors such as height, diameter, and transverse reinforcement ratio on the flexure/shear performance curves are determined. The seismic behaviors of the pier columns are analyzed by overlapping the performance curves. Conditions are proposed for ductile mechanism formation based on the study results.

Key words : Typical Bridges, No Collapse Requirement, Ductile/Brittle Mechanism, Flexure/Shear Performance Curves, Circular RC Pier Column

요 지

일반교량 내진설계의 목적은 붕괴방지수준을 확보하는 것이며 결정적인 구조부재는 교각기둥이다. 붕괴방지수준을 확보하기 위해서는 교각기둥의 지진거동에 의거하여 연성/취성 메카니즘을 구성하여야 하며 이는 교각기둥의 휨/전단 성능곡선에 기반하여야 한다. 이 연구에서는 일반교량의 원형 RC 교각기둥을 대상으로 높이, 직경 및 횡철근비의 설계인자가 휨/전단 성능곡선에 미치는 영향을 파악하고 성능곡선을 중첩하여 지진거동을 분석하였다. 분석결과로부터 연성메카니즘 구성에 필요한 조건을 제시하였다.

핵심용어 : 일반교량, 붕괴방지수준, 연성/취성 메카니즘, 휨/전단 성능곡선, 원형 RC 교각기둥

1. 서 론

도로교설계기준 내진설계편(MOLIT, 2016)에서 제시하는 일반교량 내진설계의 목적인 붕괴방지수준은 연결부분과 하부구조의 설계강도를 조정하여 연결부분의 파손 또는 하부구조의 소성거동으로 상부구조에 지진력이 전달되는 것을 차단하고 낙교를 방지하는 것이다. 즉, 연결부분의 파손이 선행되는 취성메카니즘을 구성하는 방식과 하부구조의 소성거동이 선행되는 연성메카니즘을 구성하는 방식(이하 소성힌지설계로 표현함)으로 붕괴방지수준을 확보한다. 내진설계편은 RC 교각기둥을 대상으로 8.10.3에 소성힌

지설계, 8.10.6에 연성도 내진설계(이하 연성도설계로 표현함)를 제시하고 있으며 소성힌지설계는 표 8.5.7의 응답수정계수를 연결부분과 하부구조에 적용하고 소성힌지 생성에 요구되는 횡철근을 교각기둥 단부에 제공하는 반면 연성도설계는 소요응답수정계수로 산정한 횡철근을 제공하여 교각기둥의 연성도를 조절하는 방식이다. 설계방식은 설계자의 선택사항이나 교각기둥에 전단파괴나 휨파괴가 발생한다면 붕괴방지수준을 확보할 수 없으므로 교각기둥의 지진거동을 파악하여 연성/취성 메카니즘을 선정하는 것은 매우 중요하다.

RC 교각기둥의 지진거동에 관한 실험연구로 Kim et al.

*정회원, 부경대학교 토목공학과 교수(Tel: +82-51-629-6075, Fax: +82-51-629-6063, E-mail: skkook@pknu.ac.kr)

Member, Professor, Department of Civil Engineering, Pukyong National University

**교신저자, 정회원, 부경대학교 토목공학과 박사과정(Tel: +82-51-629-6075, Fax: +82-51-629-6063, E-mail: peacokim@hanmail.net)

Corresponding Author, Member, Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Pukyong National University

(2001)과 Lee et al. (2004)은 형상비가 다른 실물시험체와 축소시험체에 대한 시험을 수행하여 형상비가 증가하면 전단 파괴에서 휨파괴로 변한다는 것을 확인하였다. 또한 Yeh et al. (2002)과 Qiang et al. (2013)은 형상비가 다른 축소시험체로 횡철근비의 영향을 분석한 결과, AASHTO LRFD의 설계기준을 만족하면 충분한 연성이 확보되는 것을 확인하였다. 이와 같은 실험연구 결과로부터 RC 교각기둥의 내진 설계에서 형상비와 횡철근비가 중요하다는 것은 알 수 있으나 개별적인 결과이므로 RC 교각기둥의 지진거동이 변하는 조건을 제시하는 것은 한계가 있다. 형상비로 제시되는 높이, 직경과 함께 횡철근비가 교각기둥의 지진거동에 미치는 영향을 휨/전단 성능곡선을 구하고 중첩하여 분석할 수 있다. 이 연구에서는 원형 RC 교각기둥을 대상으로 높이, 직경, 횡철근비의 설계인자가 휨/전단 성능곡선에 미치는 영향을 파악하고 성능곡선의 중첩으로 지진거동을 분석하여 연성 메카니즘 구성에 필요한 조건을 제시하고자 한다.

2. RC 교각기둥의 지진거동

캔틸레버 거동을 하는 RC 교각기둥의 지진거동은 Fig. 1과 같이 하중(F) - 수평변위(Δ) 관계로 제시되는 휨성능곡선(Flexure Performance Curve, FPC; 실선)과 전단성능곡선(Shear Performance Curve, SPC; 점선)을 중첩한 결과로부터 확인할 수 있다. 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령(KISC, 2019)은 RC 교각기둥의 내진성능평가에 변위연성도 평가방법을 적용하고 있으며 이 방법에서는 전단파괴모드(Shear Failure Mode, SFM), 휨-전단파괴모드(Flexure-Shear Failure Mode, FSFM), 휨파괴모드(Flexure Failure Mode, FFM)로 지진거동을 구분한다.

Fig. 1. Seismic Behavior Classification

전단파괴모드(SFM)는 휨탄성한계 이전에 전단파괴가 발생하는 것으로 두 성능곡선의 교점 a 가 성능점이 된다. 휨-전단파괴모드(FSFM)는 휨탄성한계 이후 휨극한상태에 도달하기 전 전단파괴가 발생하는 것으로 교점 b 가 성능점이 되고 휨파괴모드(FFM)는 휨극한상태에 도달하여 휨파괴가

발생하는 것으로 c 점이 성능점이 된다. 지진시 이와 같은 파괴모드의 발생은 교량의 붕괴와 직결되므로 성능점에 도달하지 않도록 취성메카니즘으로 설계해야 하고 연성메카니즘으로 설계하기 위해서는 성능점에서 소성힌지가 생성되는 휨거동이 요구된다. 이 연구에서는 소성힌지설계의 횡철근비가 제공되어 d 점을 성능점으로 하는 휨항복모드(Flexure Yield Mode, FYM)를 추가하여 원형 RC 교각기둥의 지진거동을 분석하였다.

3. 해석대상 교각기둥

Kim et al. (2001)과 Lee et al. (2002)의 연구에서 국내 일반교량의 원형 RC 교각기둥에 적용된 형상비는 2.0~3.0, 직경은 1.8 m~3.0 m, 횡철근은 직경 13 mm~16 mm, 간격 200 mm~300 mm임을 확인하였다. 이 연구에서는 2.0 m 간격으로 3.0 m에서 9.0 m까지 4개 높이, 0.5 m 간격으로 1.0 m에서 3.0 m까지 5개 직경을 구분하였고 횡철근은 소성힌지설계와 연성도설계를 적용하였다. 축철근은 축철근비 0.015를 만족하도록 겹침이음비를 50%를 적용하여 2단으로 배근하였고 콘크리트 설계강도 24 MPa, 축철근과 횡철근의 항복강도 300 MPa를 적용하였다.

소성힌지설계(이하 방법 ①로 표현함)의 횡철근비(ρ_s)는 높이와 무관하며 콘크리트와 횡철근의 재료강도비만을 고려한 식과 기둥의 총단면적과 심부면적의 비를 함께 고려한 식을 적용하여 구한 값 중 큰 값으로 결정된다. 5개 직경 중 D3.0 m, D2.5 m, D2.0 m의 ρ_s 는 0.0097, 면적비의 영향이 큰 D1.5 m, D1.0 m는 각각 0.0119, 0.0204로 산정되었다.

연성도설계(이하 방법 ②로 표현함)의 ρ_s 는 설계지진시 교각기둥의 탄성모멘트와 설계휨강도의 비로 결정되는 소요응답수정계수(R_{req})를 적용하여 구한다. R_{req} 가 탄성모멘트에 의해 결정되므로 이 연구에서는 Fig. 2와 같이 2연강상자형 상부구조, 강제반침, T형 교각(원형 RC 교각기둥)으로 구성된 5경간 연속교(50 + 3@55 + 50)를 대상교량으로 선정하였다. 설계조건으로 지진구역 I, 내진 I 등급급, 지반종류 II를 설정하여 지진구역계수 0.11, 평균재현주기 1,000년의 위험도계수 1.4에 해당하는 가속도계수 0.154, 지반계수 1.2를 적용하였다. 탄성모멘트는 고정반침이 설치된 교각 P3에서 산정하였다.

대상교량에 높이와 직경이 다른 20개 교각기둥을 적용하여 구한 R_{req} , ρ_s 는 Table 1과 같이 높이 증가, 직경 감소에 의해 R_{req} , ρ_s 가 증가한다. 콘크리트교편 5.12.6.5에 따라 직경 10 mm, 간격 200 mm를 적용한 일반설계의 횡철근비는 0.0010 (D3.0 m), 0.0013 (D2.5 m), 0.0016 (D2.0 m), 0.0023 (D1.5 m), 0.0039 (D1.0 m)가 산정되므로 D3.0 m, D2.5 m의 경우 음영으로 표시된 ρ_s 는 일반설계의 ρ_s 보다 작고 D2.0 m, D1.5 m, D1.0 m의 경우 음영으로 표시된 ρ_s 는 소성힌지설계의 ρ_s 이상이다.

Fig. 2. Object Bridge

Table 1. R_{req} , ρ_s for Method ②

H (m)	D3.0 m		D2.5 m		D2.0 m		D1.5 m		D1.0 m	
	R_{req} (-)	ρ_s (-)	R_{req} (-)	ρ_s (-)	R_{req} (-)	ρ_s (-)	R_{req} (-)	ρ_s (-)	R_{req} (-)	ρ_s (-)
3.0	0.76	0.0005	1.25	0.0007	2.34	0.0051	4.46	0.0114	15.3	0.0280
5.0	1.30	0.0009	1.88	0.0027	2.85	0.0060	5.75	0.0174	19.7	0.0312
7.0	1.55	0.0014	2.14	0.0034	3.84	0.0099	5.84	0.0187	20.0	0.0326
9.0	1.73	0.0021	2.81	0.0056	3.97	0.0109	5.84	0.0195	20.0	0.0337

4. 성능곡선과 휨항복모드

4.1 성능곡선

휨성능곡선은 교각기둥의 모멘트-곡률 관계를 변환하여 구하며 이 관계는 Mander모델(Mander et al., 1988)과 Parabolic Strain Hardening모델(Park and Paulay, 1975)이 적용되는 비선형프로그램 XTRACT (Chadwell, 2007)를 사용하여 결정하였다. Mander모델은 축철근의 좌굴을 고려하여 콘크리트의 극한변형률을 제한하고 구속효과에 의해 결정되는 콘크리트의 압축응력-변형률 곡선으로 횡철근비의 영향을 반영하며 Parabolic Strain Hardening모델은 철근응력-변형률선도의 항복강도-극한강도에 해당하는 변형경화 부분을 포물선으로 묘사하여 반영한다. Fig. 3에서

Fig. 3. Flexure Performance Curve

하중(F)은 모멘트를 유효높이로 나누어서 산정하고 수평변위(Δ)는 Priestley et al. (1996)이 제안한 식에 의해 소성힌지 구간의 곡률, 회전각으로 결정된다. F_y , Δ_y 와 F_u , Δ_u 는 각각 휨탄성한계 및 휨극한상태의 하중과 수평변위이다. 전단 성능곡선은 Fig. 4와 같이 전단강도(V) - 수평변위(Δ) 관계로 제시되며 공칭전단강도(V_n)는 콘크리트 전단강도(V_c), 전단철근 전단강도(V_s), 축력에 의한 전단강도(V_p)의 합으로 산정된다. V_c 는 소요변위연성도 μ_Δ 가 2부터 감소하고 5 이상이면 0이 되며 μ_Δ 는 Δ 를 휨항복변위(Δ_y)로 나누어서 구한다.

교각기둥의 휨/전단 성능곡선에 높이, 직경의 설계인자가 미치는 영향을 분석한 결과 특정한 직경에서 높이가 미치는 영향이 다른 직경에서도 유사하고 특정한 높이에서 직경이

Fig. 4. Shear Performance Curve

미치는 영향이 다른 높이에서도 유사한 것으로 조사되었다. 연성도설계의 성능곡선은 횡철근비의 영향을 포함하고 있으므로 높이의 영향은 D2.5 m, 직경의 영향은 H5.0 m의 소성힌지설계 결과를 예시하고 횡철근비의 영향은 D2.0 m의 소성힌지설계와 연성도설계 결과를 비교하였다.

Fig. 5와 Table 2는 휨성능곡선에 미치는 높이의 영향을 예시한 것으로 H3.0 m의 값을 기준으로 구한 비에서 높이가 H9.0 m로 증가하면 F_y , F_u 는 33%로 감소하고 Δ_y 는 9.5배, Δ_u 는 6.7배로 증가한다. Fig. 6과 Table 3은 전단성능곡선에 미치는 높이의 영향을 예시한 것으로 높이가 H9.0 m로 증가하면 V_n 은 93%, $V_s + V_p$ 는 88%로 감소하고 $\Delta_{\mu_\Delta=2}$, $\Delta_{\mu_\Delta=5}$ 는 각각 9.38, 8.95배로 증가한다. 휨성능곡선의 변화는 지진거동을 휨항복모드 방향으로 전환하게 하고 전단성능곡선의 변화는 휨-전단파괴모드가 휨파괴모드 방향으로 전환하게 하는 정도로 휨항복모드에 미치는 영향은 크지 않다.

Fig. 7과 Table 4는 휨성능곡선에 미치는 직경의 영향을

예시한 것으로 D3.0 m의 값을 기준으로 구한 비에서 직경이 D1.0 m로 감소하면 F_y , F_u 는 각각 5%, 4%로 감소하고 Δ_y 는 2.22배, Δ_u 는 1.43배로 증가한다. Fig. 8과 Table 5는 전단성능곡선에 미치는 직경의 영향을 예시한 것으로 직경이 D1.0 m로 감소하면 V_n 은 15%, $V_s + V_p$ 는 18%로 감소하고 $\Delta_{\mu_\Delta=2}$, $\Delta_{\mu_\Delta=5}$ 는 2.11배로 증가한다. 휨성능곡선의 변화에 의해 지진거동은 휨항복모드 방향으로 전환하고 전단성능곡선의 변화에 의해 지진거동은 전단파괴모드 방향으로 전환한다. 휨/전단 성능곡선의 강도와 직경 감소에 의한 감소폭이 다르므로 지진거동은 성능곡선을 중첩하여 확인해야 한다.

Figs. 9와 10은 D2.0 m, H5.0 m의 경우 횡철근비에 의한 성능곡선의 변화를 예시한 것이고 Tables 6과 7은 D2.0 m의 경우 높이와 횡철근비가 성능곡선에 미치는 영향을 정리한 것이다. D2.0 m, H5.0 m의 경우 소성힌지설계(방법 ①) $\rho_s = 0.0097$ 와 연성도설계(방법 ②) $\rho_s = 0.0060$ 의 차이에 의해 Fig. 9에서 F_u 는 95% ($=3,286/3,442$), Fig. 10에

Fig. 5. Influence of Height on FPC with D2.5 m

Fig. 6. Influence of Height on SPC with D2.5 m

Table 2. Influence of Height on FPC

D (m)	H (m)	F_y (kN)	ratio (-)	Δ_y (mm)	ratio (-)	F_u (kN)	ratio (-)	Δ_u (mm)	ratio (-)
2.5	3.0	9,663	1.00	4	1.00	10,993	1.00	44	1.00
	5.0	5,798	0.60	12	3.00	6,596	0.60	103	2.34
	7.0	4,141	0.43	23	5.75	4,711	0.43	187	4.25
	9.0	3,221	0.33	38	9.50	3,664	0.33	295	6.70

Table 3. Influence of Height on SPC

D (m)	H (m)	V_n (kN)	ratio (-)	$\Delta_{\mu_\Delta=2}$ (mm)	ratio (-)	$V_s + V_p$ (kN)	ratio (-)	$\Delta_{\mu_\Delta=5}$ (mm)	ratio (-)
2.5	3.0	13,111	1.00	8	1.00	7,340	1.00	21	1.00
	5.0	12,590	0.96	23	2.88	6,819	0.93	58	2.76
	7.0	12,367	0.94	46	5.75	6,596	0.90	114	5.43
	9.0	12,243	0.93	75	9.38	6,472	0.88	188	8.95

Fig. 7. Influence of Diameter on FPC with H5.0 m

Fig. 8. Influence of Diameter on SPC with H5.0 m

Table 4. Influence of Diameter on FPC

H (m)	D (m)	F_y (kN)	ratio (-)	Δ_y (mm)	ratio (-)	F_u (kN)	ratio (-)	Δ_u (mm)	ratio (-)
5.0	3.0	9,550	1.00	9	1.00	11,234	1.00	94	1.00
	2.5	5,798	0.61	12	1.33	6,596	0.59	103	1.10
	2.0	3,210	0.34	14	1.56	3,442	0.31	108	1.15
	1.5	1,558	0.16	17	1.89	1,599	0.14	127	1.35
	1.0	481	0.05	20	2.22	484	0.04	134	1.43

Table 5. Influence of Diameter on SPC

H (m)	D (m)	V_n (kN)	ratio (-)	$\Delta_{\mu_\Delta=2}$ (mm)	ratio (-)	$V_s + V_p$ (kN)	ratio (-)	$\Delta_{\mu_\Delta=5}$ (mm)	ratio (-)
5.0	3.0	18,303	1.00	19	1.00	9,992	1.00	47	1.00
	2.5	12,590	0.69	23	1.21	6,819	0.68	58	1.23
	2.0	8,008	0.44	29	1.53	4,314	0.43	72	1.53
	1.5	4,932	0.27	33	1.74	2,854	0.29	83	1.77
	1.0	2,708	0.15	40	2.11	1,784	0.18	99	2.11

Fig. 9. Influence of Method ①, ② on FPC with D2.0 m, H5.0 m

Fig. 10. Influence of Method ①, ② on SPC with D2.0 m, H5.0 m

서 $V_s + V_p$ 는 67% (= 2,910/4,314)가 되므로 전단성능곡선의 감소폭이 크다. ρ_s 가 일정한 방법 ①에는 높이의 영향만 반영되는 반면 방법 ②에는 높이와 ρ_s 의 영향이 같이 반영된

다. Table 6에 제시한 F_u 의 감소폭은 방법 ①의 33%에 비해 방법 ②는 35%이고 Table 7에 제시한 $V_s + V_p$ 는 방법 ①에서 85%로 감소하나 방법 ②에서는 139%로 증가한다.

Table 6. Influence of Method ①, ② on FPC

D (m)	H (m)	①			②		
		ρ_s (-)	F_u (kN)	ratio (-)	ρ_s (-)	F_u (kN)	ratio (-)
2.0	3.0	0.0097	5,737	1.00	0.0051	5,480	1.00
	5.0		3,442	0.60	0.0060	3,286	0.60
	7.0		2,459	0.43	0.0099	2,464	0.45
	9.0		1,912	0.33	0.0109	1,939	0.35

Table 7. Influence of Method ①, ② on SPC

D (m)	H (m)	①			②		
		ρ_s (-)	$V_s + V_p$ (kN)	ratio (-)	ρ_s (-)	$V_s + V_p$ (kN)	ratio (-)
2.0	3.0	0.0097	4,731	1.00	0.0051	2,972	1.00
	5.0		4,314	0.91	0.0060	2,910	0.98
	7.0		4,136	0.87	0.0099	4,220	1.42
	9.0		4,037	0.85	0.0109	4,121	1.39

이는 ρ_s 의 영향으로 F_u , $V_s + V_p$ 가 증가한 것이고 전단성능 곡선의 변화가 크다. 휨/전단 성능곡선의 강도와 횡철근비에 의한 증가폭이 다르므로 지진거동은 성능곡선을 중첩하여 확인해야 한다.

4.2 휨항복모드

Table 8은 H5.0 m의 경우 횡철근비가 거의 일정한 소성현 지설계 결과인 성능곡선을 중첩한 것으로 직경 감소에 의해 $(V_s + V_p)/F_u$ 비가 증가하며 1보다 작은 D3.0 m의 경우를 제외하면 지진거동이 휨항복모드가 된다. 그러므로 직경 감소에 의한 성능곡선의 변화는 지진거동을 휨항복모드로 전환하게 한다는 것을 알 수 있다.

Table 9는 D2.0 m의 경우 성능곡선을 중첩한 것으로 높이의 영향만 반영되는 방법 ①에서는 H3.0 m~H5.0 m 구간에서 지진거동이 휨항복모드가 되는 반면 높이와 횡철근비의 영향이 같이 반영되는 방법 ②에서는 H5.0m~H7.0m 구간에서 지진거동이 휨항복모드가 된다. $(V_s + V_p)/F_u$ 비의 증가폭은 방법 ②가 방법 ①보다 크고 이 차이는 횡철근비의 영향이다. 그러므로 횡철근비 증가에 의한 성능곡선의 변화 또한 지진거동을 휨항복모드로 전환하게 한다는 것을 알 수 있다. $(V_s + V_p)/F_u$ 비의 증가는 형상비(H/D)의 증가와 유사하다는 것을 제시하므로 성능곡선을 중첩하고 $(V_s + V_p)/F_u$ 비를 확인하여 지진거동이 휨항복모드로 전환되는 최저형상비를 구하였다.

Table 8. Influence of Diameter on FPC & SPC

H (m)	D (m)	F_u (kN)	$V_s + V_p$ (kN)	$(V_s + V_p)/F_u$ (-)	H/D (-)
5.0	3.0	11,234	9,992	0.89	1.7
	2.5	6,596	6,819	1.03	2.0
	2.0	3,442	4,314	1.25	2.5
	1.5	1,599	2,854	1.78	3.3
	1.0	484	1,784	3.69	5.0

Table 9. Influence of ρ_s on FPC & SPC

D (m)	H (m)	①				②				H/D (-)
		ρ_s (-)	F_u (kN)	$V_s + V_p$ (kN)	$(V_s + V_p)/F_u$ (-)	ρ_s (-)	F_u (kN)	$V_s + V_p$ (kN)	$(V_s + V_p)/F_u$ (-)	
2.0	3.0	0.0097	5,737	4,731	0.82	0.0051	5,480	2,972	0.54	1.5
	5.0		3,442	4,314	1.25	0.0060	3,286	2,910	0.89	2.5
	7.0		2,459	4,136	1.68	0.0099	2,464	4,220	1.71	3.5
	9.0		1,912	4,037	2.11	0.0109	1,939	4,121	2.13	4.5

연성도설계의 성능곡선은 횡철근비의 영향을 포함하고 있으므로 소성힌지설계와 연성도설계로 구분하여 각 직경에서 최저형상비를 구하였다. 4개 높이, 5개 직경을 20개 형상비로 정리하여 도출한 성능곡선을 중첩하고 휨항복모드로 변경되는 형상비 구간에서 시산법으로 산정한 최저형상비 및 이에 해당하는 R_{req} , ρ_s 를 Table 10에 정리하였다. 이 결과로부터 휨항복모드가 되어 연성메카니즘을 구성할 수 있는 조건은 소성힌지설계의 경우 형상비 2.0 이상, 연성도설계의 경우 형상비 2.1 이상 및 R_{req} 4.0 이상으로 정할 수 있다.

Table 10. Min. H/D, R_{req} , ρ_s for FYM

Method	D (m)	min. H/D (-)	R_{req} (-)	ρ_s (-)
①	3.0	1.9	1.38	0.0097
	2.5	2.0	1.88	0.0097
	2.0	2.0	2.69	0.0097
	1.5	1.6	3.56	0.0119
	1.0	1.5	7.78	0.0204
②	3.0	13.8	3.86	0.0097
	2.5	9.3	3.73	0.0097
	2.0	3.4	3.80	0.0097
	1.5	2.1	4.53	0.0123
	1.0	1.5	7.78	0.0220

5. 결 론

RC 교각기둥을 하부구조로 하는 일반교량에서 붕괴방지수준을 확보하기 위해 구성해야 하는 연성 또는 취성메카니즘은 교각기둥의 지진거동에 의해 결정되고 이러한 지진거동은 교각기둥의 휨/전단 성능곡선을 중첩하여 확인할 수 있다. 휨/전단 성능곡선에 영향을 미치는 설계인자는 높이, 직경 및 횡철근비이므로 이 연구에서는 국내 일반교량에 설계되는 원형 RC 교각기둥을 대상으로 4개 높이, 5개 직경 및 소성힌지설계와 연성도설계의 횡철근비를 적용하여 각 설계인자가 휨/전단 성능곡선에 미치는 영향을 파악하였다. 연성메카니즘 구성에 필요한 지진거동은 휨항복모드이므로 소성힌지설계와 연성도설계를 구분하고 형상비로 도출한 성능곡선을 중첩하여 휨항복모드가 되는 조건을 분석하였다. 분석결과를 바탕으로 원형 RC 교각기둥의 내진설계에 적용할 수 있는 연구결과는 다음과 같다.

- (1) 높이 증가, 직경 감소 및 횡철근비 증가에 의한 휨/전단 성능곡선의 변화는 지진거동을 휨항복모드 방향으로 전환하게 한다.
- (2) 연성메카니즘을 구성하기 위해 휨항복모드가 되는

조건으로 소성힌지설계는 형상비 2.0 이상, 연성도설계는 형상비 2.1, 소요응답수정계수 4.0 이상이다.

감사의 글

이 논문은 부경대학교 자율창의학술연구비(2019년)에 의하여 연구되었음.

References

- Chadwell, C. (2007). *XTRACT user manual (Ver. 3.0.5)*. Imbsen Software Systems.
- Kim, B.S., Kim, Y.J., Kwahk, I.J., Cho, C.B., and Cho, J.R. (2001). Seismic performance evaluation of circular RC bridge piers with shear-flexure behavior. *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, Vol. 5, No. 3, pp. 29-36.
- Korea Infrastructure Safety Corporation (KISC). (2019). *Seismic performance evaluation method for existing infrastructures (bridges). Ch.4: Seismic performance evaluation*. pp. 39-91.
- Lee, D.H., Kim, H., Chung, Y.S., and Lee, J.H. (2002). Experimental study for seismic performance evaluation with existing RC bridge piers. *Proceedings of the Earthquake Engineering Society of Korea Conference*, pp. 258-265.
- Lee, J.H., Ko, S.H., Lee, D.H., and Chung, Y.S. (2004). Flexure-shear behavior of circular bridge columns under cyclic lateral loads. *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol. 16, No. 6, pp. 823-832.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.
- Ministry of Land, Infrastructure and Transport (MOLIT). (2016). *Roadway bridge design code. Ch.8: Earthquake resistant design*, pp. 8/1-8/52.
- Park, R., and Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures* (pp. 36-47). New York, NY, USA: John Wiley & Sons, Inc.
- Priestley, M.J.N., Seible, F., and Calvi, G.M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridge*. New York, NY, USA: John Wiley & Sons, Inc.
- Qiang, H., Xiuli, D., Zhou, Y., and Lee, G.C. (2013). Experimental study of hollow rectangular bridge column performance under vertical and cyclically bilateral loads. *Earthquake Engineering and Engineering*

Vibration, Vol. 12, No. 3, pp. 433-445.

Yeh, Y.K., Mo, Y.L., and Yang, C.Y. (2002). Seismic performance of rectangular hollow bridge columns. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 1, pp. 60-68.

<i>Received</i>	December 22, 2020
<i>Revised</i>	December 22, 2020
<i>Accepted</i>	December 28, 2020