T형 RC 교각기둥의 강성과 연성메카니즘에 의한 내진설계

T-type RC Pier Column Stiffness and Earthquake Resistant Design for a Ductile Mechanism

국승규* · 김준범**

Kook, Seungkyu*, and Kim, Junbum**

Abstract

The design of earthquake-resistant bridges should satisfy the "no-collapse requirement." In this study, an elastic analysis is conducted to examine the ductile or brittle mechanism based on section forces obtained from a spectrum analysis. For bridges with RC columns, the modeling of column stiffness based on flexural or yield stiffness can produce different section forces. Therefore, it is necessary to evaluate the effects of such differences to ensure the no-collapse requirement is met. A bridge with steel bearings and RC columns was selected for this study. The ductile mechanism was evaluated in terms of section forces for different degrees of column stiffness. Based on the results of this study, the safety of the no-collapse requirement is discussed in terms of the ductile mechanism.

Key words : No Collapse Requirement, Elastic Analysis Method, Reinforced Concrete Pier Columns, Flexural Stiffness, Yield Stiffness, Ductile Mechanism

요 지

일반교량의 내진설계는 붕괴방지수준을 만족해야 하며 내진설계편에서 제시한 탄성해석법은 스펙트럼해석으로 구한 단면력을 바탕으로 연성 또는 취성메카니즘을 검토하는 방법이다. 철근콘크리트 교각기둥을 하부구조로 하는 교량의 경우 교각기둥의 강성을 휨강성 또는 항복강성으로 모델링한 스펙트럼해석 결과는 단면력의 차이가 발생하므로 이러한 차이가 붕괴방지수준의 확보에 미치는 영향을 검토할 필요가 있다. 이 연구에서는 강재받침과 철근콘크리트 교각기둥으로 설계된 일반교량을 선정하고 서로 다른 강성을 적용하여 산정한 단면력으로 구성되는 연성메카니즘을 붕괴방지수준의 안전성 관점에서 논의하였다.

핵심용어 : 붕괴방지수준, 탄성해석법, 철근콘크리트 교각기둥, 휨강성, 항복강성, 연성메카니즘

1. 서 론

도로교설계기준 내진설계편(Ministry of Land, Infrastructure and Transport, 2016)에서 요구하는 설계는 지진발생 시 국부적인 손상은 허용하나 낙교는 방지하여 지진발생 직후 사회 질서유지 및 피해복구를 위해 긴급차량 등의 통행이 가능하도록 하는 붕괴방지수준으로 이는 교량구조의 메카니즘 검토에 의해 확보한다. 일반교량에서 상부구조와 기초의 손상은 낙교를 유발하므로 연결부분 또는 하부구조의 손상을 허용할 수 있다. 하부구조의 항복으로 낙교를 방지하는

메카니즘을 연성메카니즘(Ductile Mechanism)이라 하고 이 경우는 교각기둥 단부에 소성힌지의 형성이 요구되며 연결부분이 파손되는 메카니즘을 취성메카니즘(Brittle Mechanism)이라 하고 이 경우는 낙교방지장치가 요구된다. 이와 같은 연성 또는 취성메카니즘은 내진설계편에서 제시한 탄성해석법인 다중모드스펙트럼해석법으로 구한 단면력을 바탕으로 구성한다.

내진설계편 8.10.2.2는 탄성해석 수행 시에 교각기둥 축방향철근이 항복할 것으로 예상되는 경우는 항복강성을 적용하여 단면력을 구하여야 하며 교각기둥 축방향철근이

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

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

**부경대학교 토목공학과 박사과정

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

항복하지 않을 것으로 예상되는 경우는 철근을 무시한 콘크리트교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트와 콘크리트 탄성계수로 표현되는 휨강성을 적용하여 단면력을 구하도록 규정하고 있다. 그러므로 하부구조가 항복하는 연성메카니즘의 경우는 항복강성으로 구한 단면력으로 메카니즘을 검토하도록 규정한 것이다. 철근콘크리트 기둥의 항복강성에 관한 국외 연구로 Tikka and Mirza (2008)는 직사각형 철근콘크리트 및 강합성 기둥을 대상으로 극한하중 작용 하에 발생하는 콘크리트의 비선형 변형률과 축방향균열을 고려한 항복강성을 비선형 식과 설계도표로 제시하였고 Bonet et al. (2011)은 단면의 직교축방향으로 동일한 유효좌굴길이를 갖는 철근콘크리트 기둥에 이축 휨이 작용하는 경우 단면형상, 하중지속시간 및 콘크리트 강도와 무관하게 적용할 수 있는 항복강성 식을 제시하였다. 이들 연구에서 제시한 항복강성 식은 장주에서 발생하는 P- Δ 효과를 반영하기 위한 모멘트확대법의 정확성을 제고하기 위한 것이다. 철근콘크리트 기둥의 항복강성에 관한 국내 연구로 Bae and Lee (2001)는 직사각형 철근콘크리트 교각기둥, Lee and Bae (2001)는 원형 철근콘크리트 교각기둥을 대상으로 재료비선형해석을 수행하여 항복강성을 결정하는 식을 구하고 설계지진에 의한 단면력 산정은 항복강성을 적용할 것을 제시하고 있다. 그러나 연성 또는 취성메카니즘은 연결부분과 하부구조의 실제강도와 지진에 의해 발생하는 단면력을 비교하고 상대적인 항복순서를 결정하여 구성되는 것이므로 교각기둥의 항복강성 적용으로 구한 감소된 단면력으로 구조부재의 설계강도를 결정하는 일반설계의 적용방식으로는 붕괴방지수준의 안전성을 확보할 수 없다.

이 연구에서는 강재받침과 철근콘크리트 교각기둥으로 설계된 일반교량을 해석대상교량으로 선정하고 다중모드스펙트럼해석법을 적용하여 메카니즘을 검토하였으며 연성메카니즘을 구성하기 위해 응답수정계수의 적용으로 교각기둥 단면을 결정하는 설계변경 및 강재받침의 소요용량을 결정하는 과정을 수행하였다. 이 과정에서 교각기둥의 강성

을 휨강성과 항복강성으로 다르게 하여 산정한 단면력으로 각각의 연성메카니즘을 구성하고 붕괴방지수준의 안전성 관점에서 교각기둥 강성의 적용여부를 논의하였다.

2. 해석대상교량

2.1 해석모델과 해석조건

해석대상교량은 길이 265 m (50+3@55+50)인 5경간 연속교로 상부구조는 2연 강상자형, 연결부분은 강재받침, 하부구조는 T형 철근콘크리트 교각기둥이며 횡단면도는 Fig. 1과 같다. 강상자형 사용강재는 SM490, 콘크리트 설계강도와 철근의 항복강도는 각각 상부구조 27 MPa, 400 MPa, 하부구조 24 MPa, 300 MPa이다.

범용 구조해석프로그램 Midas/Civil (Midas IT, 2004)을 사용하여 다중모드스펙트럼해석을 수행하였고 해석모델은 Fig. 2에 제시한 3차원 해석모델이다. 상판과 강상자형을 모델링한 플레이트요소와 보요소는 상부구조 중심에 배치하고 상부구조와 강재받침, 강재받침과 캡빔 간 연결은 무한강성요소를 사용하였으며 강재받침은 구속방향의 단면력만 전달되도록 모델링하였다. 설계조건으로 지진구역 I, 내진 I 등급교, 지반종류 II를 설정하고 지진구역 I에 해당하는 지진구역계수 0.11, 평균재현주기 1000년에 해당하는 위험도계수 1.4에 의한 가속도계수 0.154, 지반종류 II에 해당하는 지반계수 1.2를 적용하였다.

2.2 교각기둥의 휨강성과 항복강성

교각기둥은 원형단면 (D3.0 m)으로 철근상세는 Fig. 3과 같다. D32를 사용한 축방향철근은 외측 70개, 내측 66개, 겹침이음비율은 50%이고 D10을 사용한 횡방향철근은 200 mm 간격의 일반설계에서 요구하는 철근량으로 축방향철근비 ρ_t 은 0.0153이고 횡방향철근비 ρ_s 은 0.00104이다. 휨강성 EI 는 콘크리트 탄성계수 E ($= 23.05$ GPa)와 철근을 무시한 단면2차모멘트 I ($= 3.976$ m⁴)를 적용하여 91.65×10^6 kN·m²이 산정된다.

Fig. 1. Analysis Bridge

Fig. 2. Spectrum Analysis Model

Fig. 3. Pier Column Cross Section

Fig. 4. Moment-Curvature Diagram (D3.0 m)

항복강성 EI_y 는 항복모멘트(M_y)와 항복곡률(ϕ_y)로 결정하며 M_y , ϕ_y 는 비선형해석으로 구한다. 이 연구에서 사용한 비선형해석 프로그램 XTRACT (Chadwell, 2007)의 콘크리트 재료모델은 횡방향철근량과 축방향철근 겹침이음의 영향을 모두 반영할 수 있는 Mander모델(Mander et al., 1988)이고 철근 재료모델은 변형경화를 고려한 Parabolic Strain Hardening모델이다. Fig. 4는 비선형해석 결과인 모멘트-곡률선도로 M_y 는 $46.1 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}$, ϕ_y 는 $1.12 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$, EI_y 는 $41.2 \times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}^2 (= 46.1 \times 10^3 / 1.12 \times 10^{-3})$ 가 산정되므로 항복강성/휨강성 비는 0.45다.

내진설계편 8.10.2.2(2)는 비선형해석을 수행하지 않는 경우 콘크리트의 탄성계수와 Eq. (1)로 구한 항복유효 단면2차모멘트($I_{y,eff}$)를 사용할 수 있다고 규정하고 있다.

$$I_{y,eff} = \left(0.16 + 12\rho_l + 0.3 \sqrt{\frac{P_u}{f_{ck} A_g}} \right) I_g \quad (1)$$

Eq. (1)에 축방향철근비 $\rho_l (= 0.0153)$, 사하중에 의한 계수 축력 $P_u (= 10.42 \times 10^3 \text{ kN})$, 콘크리트 설계기준강도 $f_{ck} (= 24 \text{ MPa})$, 교각기둥 단면적 $A_g (= 7.069 \text{ m}^2)$, 단면2차모멘트 $I_g (= 3.976 \text{ m}^4)$ 를 적용하면 $I_{y,eff}$ 는 1.662 m^4 이고 $EI_{y,eff}$ 는 $38.3 \times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ 이 산정되며 비선형해석으로 구한 항복강성 $41.2 \times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ 의 0.93배이고 항복강성/휨강성 비는 0.42다.

AASHTO LRFD C4.7.1.3 (AASHTO, 2012)은 항복강성/휨강성 비 0.5를 제시하고 있으며 축력비와 축방향철근비를 변수로 원형단면의 항복강성/휨강성 비를 제시한 CALTRANS 5.6.1.1 (CALTRANS, 2013)은 해석대상교량의 축방향철근비 0.0153에 대해 0.38 ~ 0.47의 비를 제시한다. 이러한 값들은 축력, 단면적, 철근비, 재료특성 등의 기준값으로 산정한 것이므로 이 연구에서는 기준값의 변동성을 고려하고 보다 일반적으로 항복강성 변화의 영향을 파악하기 위해 항복강성/휨강성 비를 0.55, 0.45, 0.35로 구분하여 해석을 수행하였다.

2.3 메카니즘 검토

교각기둥의 강성을 강성/휨강성 비 (Stiffness / Flexural Stiffness ratio: 이하 S/FS 비) 1.0, 0.55, 0.45, 0.35로 구분하여 각각 모델링하고 다중모드스펙트럼해석을 수행하여 단면력을 산정하였다. 메카니즘 검토에 필요한 작용력으로 고정받침이 설치된 교각에서 강재받침의 수평력(H_a)과 교각기둥 하단의 휨모멘트(M_a)를 구한 결과는 Table 1과 같다. 작용력은 사하중에 의한 단면력과 설계지진에 의한 교축 및 교축직각방향 단면력 (탄성지진력)을 조합한 하중조합 1, 2 (Load Combination 1, 2: 이하 LC1, LC2)로 제시되며 LC1은 사하중 100%, 교축방향 100% 및 교축직각방향 30%의 조합이고 LC2는 사하중 100%, 교축방향 30% 및 교축직각방향 100%의 조합이다.

Table 1. Action Force (D3.0 m)

LC	action force	S/FS ratio			
		1.0	0.55	0.45	0.35
1	H_a (kN)	2681	2419	2375	2241
	M_a (kN·m)	72253	63675	62517	60404
2	H_a (kN)	3579	3132	3028	2941
	M_a (kN·m)	48096	40401	38896	37455

강재받침과 교각기둥의 작용력과 실제항복강도를 비교하여 메카니즘을 검토하며(Kook, 2014) 실제항복강도의 범위는 설계강도(M_d)를 최소값, 초과강도(M_o)를 최대값으로 한다. 교각기둥의 설계강도와 초과강도는 내진설계편 8.10.2.4(1)과 8.10.2.5(5)를 적용하여 결정하였다. Table 2에서 M_d 는 P-M상관도로 구한 공칭강도를 설계강도로 결정한 것이고 M_o 는 공칭강도와 Eq. (2)에 제시한 휨초과강도계수(λ_o)의 곱으로 구하며 R 은 LC1의 실제응답수정계수($R_d = M_o/M_d$)를 적용한다.

Table 2. Strength / Action Force Ratio of Pier Column (D3.0 m)

S/FS ratio	LC	M_a (kN·m)	M_d (kN·m)	R_d (-)	λ_o (-)	M_o (kN·m)	M_d/M_a (-)	M_o/M_a (-)
1.0	1	72253	46550	1.55	1.328	61800	0.644	0.855
	2	48096		1.03	1.302	60608	0.968	1.260
0.55	1	63675		1.37	1.319	61399	0.731	0.964
	2	40401		0.87	1.294	60236	1.152	1.491
0.45	1	62517		1.34	1.317	61306	0.745	0.981
	2	38896		0.84	1.292	60143	1.197	1.546
0.35	1	60404		1.30	1.315	61213	0.771	1.013
	2	37455		0.80	1.290	60050	1.243	1.603

$$\lambda_o = 1.25 + 0.05R \quad (2)$$

M_d/M_a 와 M_o/M_a 는 각각 작용력에 대한 설계강도와 초과강도의 비로 강도/작용력 비를 도시하면 Fig. 5와 같다. 강도/작용력 비는 내진설계편 8.5.4 표8.5.7에 제시된 응답수정계수의 역수로 강도/작용력 비 1.0은 연결부분에 적용하는 응답수정계수 $R=1$ 에 해당하며 강도/작용력 비 0.33은 단일기둥에 적용하는 응답수정계수 $R=3$ 에 해당한다.

Fig. 5. Pier Column Yield Range (D3.0 m)

Table 3은 강재받침의 소요용량(H_d ; 수평방향 설계강도)으로 연결부분 응답수정계수 $R=1$ 을 적용하여 구한 값과 교축 및 교축직각방향 모두 연성메카니즘을 구성하기 위해 LC2의 M_o/M_a 비를 적용하여 구한 값을 비교한 것으로 다음 사항을 확인할 수 있다.

- $R=1$ 을 적용하면 S/FS 비의 감소에 따라 소요용량은 감소하며 이는 교각기둥 강성의 감소에 의한 교량주기의 증가 및 지진력 감소에 기인한다. 이 경우 소요용량은 휨강성(S/FS 비 1.0)을 적용하여 결정해야 한다.
- LC2의 M_o/M_a 비를 적용하면 S/FS 비의 감소에 따라 소요용량은 증가하며 이는 작용력 감소에 의한 M_o/M_a 비의 증가에 기인한다. 이 경우 강재받침의 소요용량은 항복강성(S/FS 비 0.35)을 적용하여 결정해야 한다.

그러나 내진설계편에 의거하여 $R=1$ 로 구한 소요용량은 Fig. 5에 제시한 바와 같이 교축방향 거동만 연성메카니즘을 구성할 수 있으며 이는 설계지진 발생 시 교축직각방향 거동이 탄성영역이 되므로 내진설계개념에 부합하는 연성메카니즘이 아니다. 이러한 결과는 LC1의 실제응답수정계수 R_d 와 단일기둥 응답수정계수 $R=3$ 의 현저한 차이에서 예상할 수 있으며 이는 교각기둥의 설계강도가 $R=3$ 의 점선에 근접하도록 단면을 감소하는 설계변경이 필요하다는 것을 제시한다.

Table 3. Steel Bearing Capacity (D3.0 m)

S/FS ratio	R_d (-)	H_a (kN)	R-Factor		Overstrength	
			R (-)	H_d (kN)	M_o/M_a (-)	H_d (kN)
1.0	1.55	3579	1	3579	1.260	4510
0.55	1.37	3132		3132	1.491	4670
0.45	1.34	3028		3028	1.546	4681
0.35	1.30	2941		2941	1.603	4714

3. 연성메카니즘의 구성

R_d 가 $R=3$ 에 근접하도록 시행착오법으로 구한 교각기둥 단면은 각각의 S/FS 비에서 D2.3 m, D2.2 m, D2.1 m의 다른 직경으로 결정되었으며 각 설계변경교량의 교각기둥 항복강성을 산정하기 위해 비선형해석으로 구한 모멘트-곡률선도는 Fig. 6과 같다. 축방향철근비 ρ_l 와 겹침이음비율은 해석대상교량과 동일하게 하였으나 연성메카니즘을 구성하기 위한 설계변경이므로 교각기둥 단부의 소성힌지 형성에 대한 내진설계편 8.10.3.4(2)를 적용하여 횡방향철근을 배근하였다. 해석대상교량과 같이 일반설계에 요구되는 횡방향철근비($\rho_s = 0.00104$)에 비해 10배 이상의 횡방향철근비(교각기둥 D2.3 m의 경우 $\rho_s = 0.0114$)가 적용되고 이러한 영향은 Fig. 6에서 곡률의 증가로 확인된다. 각 설계변경교량의 휨강성과 항복강성은 Table 4에 해석대상교량과 비교하여 제시하였다.

Fig. 6. Moment-Curvature Diagram

각 설계변경교량의 SFS 비를 1.0, 0.55, 0.45, 0.35로 구분한 각각의 모델로 다중모드스펙트럼해석을 수행하여 구한 작용력 및 실제응답수정계수와 교각기둥의 강도/작용력 비를 Tables 5와 6에 정리하였다. LC1의 R_d 를 2.51, 2.32가 산정된 D2.3 m의 SFS 비 0.45, 0.35의 경우를 제외한 $R_d \geq 2.58$ 에 해당하는 교각기둥의 항복범위를 도시하면 Fig. 7과 같이 설계지진 발생 시 교축 및 교축직각방향 모두 연성메카니즘이 구성된다.

Fig. 7. Pier Column Yield Range

Table 4. Pier Column Stiffness

D (m)	E (10^3 MPa)	I (m^4)	EI (10^6 kN·m ²)	M_y (10^3 kN·m)	ϕ_y (10^{-3} m ⁻¹)	ϕ_{max} (10^{-3} m ⁻¹)	EI_y (10^6 kN·m ²)
3.0	23.05	3.976	91.65	46.11	1.119	36.05	41.21
2.3		1.374	31.67	22.45	1.525	10.19	14.72
2.2		1.150	26.51	19.50	1.646	41.75	11.85
2.1		0.955	22.01	18.44	1.671	43.41	11.04

Table 5. Action Force

LC	action force	SFS ratio (D2.3 m)				SFS ratio (D2.2 m)				SFS ratio (D2.1 m)			
		1.0	0.55	0.45	0.35	1.0	0.55	0.45	0.35	1.0	0.55	0.45	0.35
1	H_a (kN)	2477	2276	2182	2030	2419	2176	2064	1926	2367	2065	1954	1819
	M_a (kN·m)	66762	61636	58966	54619	65547	58955	55786	51794	64407	55969	52791	48872
2	H_a (kN)	2794	2471	2365	2210	2724	2358	2243	2107	2603	2244	2134	2005
	M_a (kN·m)	37242	32464	30790	28230	36053	30783	28906	26595	34537	29011	27164	24899

Table 7은 설계변경교량에 요구되는 강재받침의 소요용량 H_d 를 결정하기 위해 $R=1$ 을 적용한 값과 Table 6에 제시되어 있는 LC2의 M_o/M_a 비를 적용한 값을 비교한 것으로 다음 사항을 확인할 수 있다.

- $R=1$ 을 적용하면 SFS 비의 감소에 따라 소요용량이 감소하고 LC2의 M_o/M_a 비를 적용하면 SFS 비의 감소에 따라 소요용량이 증가하는 경향은 해석대상교량의 경우와 동일하다.
- 모든 설계변경교량에서 M_o/M_a 비를 적용하면 SFS 비 0.35에서 가장 큰 소요용량이 산정되나 $R=1$ 을 적용하고 휨강성 (SFS 비 1.0)으로 구한 소요용량보다 작다.

이와 같은 결과로부터 내진설계편의 응답수정계수를 적용하고 연성메카니즘을 구성하기 위해서는 교각기둥의 휨강성을 사용하여 구조부재의 단면력을 구하고 메카니즘을 검토하는 것이 안전측 설계라는 것을 확인할 수 있다.

4. 결 론

도로교설계기준 내진설계편 8.10.2.2는 철근콘크리트 교각기둥을 하부구조로 하는 교량을 대상으로 탄성해석 수행시에 교각기둥 축방향철근이 항복하는 경우는 항복강성을 적용하여 단면력을 산정하도록 규정하고 있다. 이는 연성메카니즘을 구성하는 경우 항복강성을 적용하도록 규정한 것이다. 이 연구에서는 강재받침과 T형 철근콘크리트 교각기둥으로 설계된 일반교량을 해석대상교량으로 선정하고 응답수정계수를 적용한 다중모드스펙트럼해석으로 연성메카니즘에 의한 내진설계를 수행하였다. 교각기둥의 강성을 강성/휨강성 비 1.0, 0.55, 0.45, 0.35로 구분하고 모델링하여 산정한 단면력을 바탕으로 응답수정계수를 적용하여 교각

Table 6. Strength / Action Force Ratio of Pier Column

D (m)	S/FS ratio	LC	M_a (kN·m)	M_d (kN·m)	R_d (-)	λ_o (-)	M_o (kN·m)	M_d/M_a (-)	M_o/M_a (-)
2.3	1.0	1	66762	23520	2.84	1.392	32740	0.352	0.490
		2	37242		1.58	1.329	31258	0.632	0.839
	0.55	1	61636		2.62	1.381	32482	0.382	0.527
		2	32464		1.38	1.319	31023	0.724	0.956
	0.45	1	58966		2.51	1.375	32348	0.399	0.549
		2	30790		1.31	1.315	30940	0.764	1.005
	0.35	1	54619		2.32	1.366	32131	0.431	0.588
		2	28230		1.20	1.310	30812	0.833	1.091
2.2	1.0	1	65547	20090	3.26	1.413	28390	0.306	0.433
		2	36053		1.79	1.340	26915	0.557	0.747
	0.55	1	58955		2.93	1.397	28060	0.341	0.476
		2	30783		1.53	1.327	26652	0.653	0.866
	0.45	1	55786		2.78	1.389	27902	0.360	0.500
		2	28906		1.44	1.322	26558	0.695	0.919
	0.35	1	51794		2.58	1.379	27702	0.388	0.535
		2	26595		1.32	1.316	26442	0.755	0.994
2.1	1.0	1	64407	17930	3.59	1.430	25638	0.278	0.398
		2	34537		1.93	1.346	24144	0.519	0.699
	0.55	1	55969		3.12	1.406	25216	0.320	0.451
		2	29011		1.62	1.331	23868	0.618	0.823
	0.45	1	52791		2.94	1.397	25057	0.340	0.475
		2	27164		1.51	1.326	23776	0.660	0.875
	0.35	1	48872		2.73	1.386	24861	0.367	0.509
		2	24899		1.39	1.319	23662	0.720	0.950

Table 7. Steel Bearing Capacity

D (m)	S/FS ratio	R_d (-)	H_a (kN)	<i>R</i> -Factor		Overstrength	
				<i>R</i> (-)	H_d (kN)	M_o/M_a (-)	H_d (kN)
2.3	1.0	2.84	2794	1	2794	0.839	2344
	0.55	2.62	2471		2471	0.956	2362
	0.45	2.51	2365		2365	1.005	2377
	0.35	2.32	2210		2210	1.091	2411
2.2	1.0	3.26	2724	1	2724	0.747	2035
	0.55	2.93	2358		2358	0.866	2042
	0.45	2.78	2243		2243	0.919	2061
	0.35	2.58	2107		2107	0.994	2094
2.1	1.0	3.59	2603	1	2603	0.699	1819
	0.55	3.12	2244		2244	0.823	1847
	0.45	2.94	2134		2134	0.875	1867
	0.35	2.73	2005		2005	0.950	1905

기둥 단면을 구하고 메카니즘 검토로 강재받침의 소요용량을 결정하는 과정을 제시하였으며 연성메카니즘의 구성은 교각기둥의 휨강성을 사용하여 수행하는 것이 붕괴방지수준의 안전성을 확보하는 것임을 입증하였다. 그러므로 내진 설계편의 해당조항은 다음과 같은 보완이 요구된다. ‘응답수정계수를 적용하고 연성메카니즘에 의한 내진설계를 수행하는 경우는 교각기둥의 휨강성을 사용하여 단면력을 구하고 메카니즘을 검토해야 한다.’

감사의 글

이 논문은 부경대학교 자율창의기술연구비(2017년)에 의하여 연구되었음.

References

- AASHTO (2012). *AASHTO LRFD bridge design specifications*. SI Units Sixth Edition.
- Bae, S.Y., and Lee, J.H. (2001). Yielding effective stiffness of rectangular RC bridge columns for design seismic force. *Proceedings of 2001 Autumn Conference*, Korea Concrete Institute, pp. 941-946.
- Bonet, J.L., Romero, M.L., and Miguel, P.F. (2011). Effective flexural stiffness of slender reinforced concrete columns under axial forces and biaxial bending. *Engineering Structures*, Vol. 33, No. 3, pp. 881-893.
- CALTRANS (2013). *CALTRANS seismic design criteria*. Version 1.7, Ch. 5.6.
- Chadwell, C. (2007). *XTRACT user manual*. Ver. 3.0.5. Imbsen Software Systems.
- Kook, S.K. (2014). No collapse design for typical bridges. *Journal of the Computational Structural Engineering Institute of Korea*, Vol. 27, No. 3, pp. 163-172.
- Lee, J.H., and Bae, S.Y. (2001). Yielding effective stiffness of circular RC bridge columns for seismic design force. *Journal of the Korean Society of Civil Engineering*, Vol. 21, No. 5A, pp. 719-728.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.
- Midas IT. (2004). *Midas/Civil user manual*. Ver. 6.3.0 (Release no. 1). Midas IT Co. Ltd.
- Ministry of Land, Infrastructure and Transport. (2016). *Roadway bridge design code. Ch.8: Earthquake resistant design*. pp. 8/1-8/52.
- Tikka, T.K., and Mirza, S.A. (2008). Effective flexural stiffness of slender structural concrete columns. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 35, No. 4, pp. 384-399.

Received January 16, 2019

Revised January 17, 2019

Accepted February 19, 2019