

휨-전단 복합 거동을 보이는 RC 원형교각의 내진성능 평가

Seismic Performance Evaluation of Circular RC Bridge Piers with Shear-Flexure Behavior

김 병 석^{*} 김 영 진^{**} 곽 임 중^{***} 조 창 백^{****} 조 정 래^{****}
Kim, Byeong Seok Kim, Young Jin Kwahk, Im Jong Cho, Chang Beck Cho, Jeong Rae

국문요약

국내 일반 국도상의 교량을 분석한 결과 형상비가 2.5 내외로서 휨-전단 파괴 거동이 예측되는 교각이 다수 존재하는 것으로 나타났으나 기존의 교각 내진 특성 연구는 주로 휨 파괴 거동을 보이는 교각에 대해 수행되어 왔다. 본 연구에서는 휨-전단 복합모드가 작용하여 파괴에 이를 가능성이 많은 형상비 2.5 내외인 기존 교각을 대상모델로 선정하고 실물크기 모형 및 축소모형 시험체를 제작하여 준정적 실험(quasi static test)을 수행하였다. 실험결과로부터 상사효과(scale effect)가 교각 내진 성능평가에 미치는 영향을 분석하였고, 또한 비내진 상세인 실험대상 교량에 대해 역량스펙트럼법을 이용하여 내진성능을 평가하였다.

주요어 : 준정적 실험, 휨-전단 복합 거동, 실물모형, 상사효과, 비내진 기존 교량, 내진성능평가, 역량스펙트럼법

ABSTRACT

Some as-built drawings in national roadway bridges in Korea were examined. As a result, many bridge piers were found whose aspect ratios are in the vicinity of 2.5. These columns are expected to do shear-flexure behaviour, but the previous research works considered flexure behaviour columns only. In the study, therefore, a shear-flexure behaviour column was selected as the model pier, and quasi static test on the full and 1/2 scale models was carried out. From the test results, the scale effect on the seismic performance evaluation was analyzed, and the seismic performance of the model bridge pier without seismic details was evaluated by the capacity spectrum method.

Key words : quasi static test, shear-flexure behaviour column, full scale test, scale effect, existing bridge piers without seismic details, seismic performance evaluation, capacity spectrum method

1. 서 론

90년대에 들어 세계적으로 수많은 강진이 발생하여 심각한 인적, 물적 피해가 발생하였다. 비슷한 시기에 거의 같은 규모의 지진이 발생한 터키와 대만 두 지역을 비교해 볼 때, 대만의 지진피해가 상대적으로 훨씬 적은데 이는 내진규정이 있으나 이를 준수하지 않은 터키의 경우와 내진규정을 엄격하게 적용한 대만의 경우가 극명하게 대비되는 결과로 볼 수 있다. 그동안 판구조론에 따라 한반도는 지진에 대해 대체로 안전하다고 알려졌으나 1976년 60만명의 인명피해를 입은 중국 당산지진의 경우에 기존의 판구조론에 위배되는 강진이라는 사실과, 국내 역사지진을 살펴보다도 이제 한반도가 지진에 대하여 안전지대가 아니라는 사실을 인식할 필요가 있다. 우리나라에서는 1992년 도로교 표준시방서에 내진설계편이 제정된 이후 설계기준에 따라 신설 구조물에 대한 내진설계를 수행하고 있다. 그러나 내진설계기준 제정 이전의 비내진 교량에 대한 내진성능 연구는 아직 미흡한 실정이다.

교량의 내진성능에 큰 영향을 미치는 교각의 경우 설계기준에서 큰 지진시 비선형 거동을 허용하고 있으며, 내진상세

가 있는 교각은 응답수정계수로 비선형 효과를 고려하도록 하고 있다.⁽¹⁾ 하지만 내진상세가 없는 기존 비내진 교각 역시 어느 정도의 내진성능을 가지고 있다고 할 수 있다. 따라서 적절한 수준의 내진보강을 위해서는 기존 비내진 교각에 대한 내진성능 평가가 필수적이다.

본 연구에서는 국내의 일반국도상 교량을 분석한 결과 교각의 형상비가 비교적 작아 휨-전단 복합 거동이 예측되는 교각이 상당수 존재함을 파악하였다. 그러나 국내에서 진행된 기존 및 신설 교량의 내진성능 평가와 향상에 관한 연구에서는 주로 휨 파괴 교각에 대한 실험이 대부분을 차지하고 있다.⁽²⁻⁴⁾ 따라서 본 연구에서는 휨-전단 복합 거동이 예측되는 비내진 상세 교각에 대해 준정적 실험(quasi static test)을 실험을 실시하여 휨-전단 복합거동 교각의 내진특성을 파악하고, 역량스펙트럼법을 이용해 기존 교량에 대한 내진성능 평가를 수행하였다.

교각의 지진시 거동 평가를 위한 기존의 실험은 국내외를 막론하고 주로 축소모형에 의해 이루어져 왔으나, 축소모형 실험으로 평가한 교각의 내진성능에 대한 타당성 및 신뢰성을 검증하기 위해 국외에서는 실물크기 모형실험을 실시한 사례도 있다. Stone과 Cheok⁽⁵⁾은 CALTRANS 설계기준이 적용된 원형 RC 교각의 내진성능 평가 실험에서 실물모형 2기 및 축소모형 6기에 대해 실험을 실시하여 축소모형 실험 결과의 실물모형 실험결과에 대한 유사성을 검토하였고⁽⁶⁾, Mander et al.⁽⁷⁾은 기존의 비내진 전단거동 교각을 교량 철거

* 정회원 · 한국건설기술연구원, 수석연구원(대표저자 : bskim@kict.re.kr)

** 정회원 · 한국건설기술연구원, 선임연구원

*** 한국건설기술연구원, 선임연구원

**** 정회원 · 한국건설기술연구원, 연구원

본 논문에 대한 토의를 2001년 8월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.
(논문접수일 : 2001. 1. 11 / 심사종료일 : 2001. 5. 23)

현장에서 채취하여 축소모형과 함께 내진성능 평가 실험을 실시하였다.⁽⁷⁾ 이들 연구에서 교각 축소모형 실험의 실험물체에 대한 재현성이 제한적으로 확인되었다. 그러나 국내에서는 교각의 실험모형 및 축소모형에 대한 비교실험을 실시한 예가 없어서, 그 동안 수행된 축소모형 실험의 실험교각에 대한 재현성이 검토되지 못하였다. 따라서 본 실험연구에서는 대상 교각의 실험크기 및 축소모형에 대한 실험을 병행하여, 축소모형 실험만으로 내진특성을 평가하는 경우 발생하는 상사효과에 의한 오차에 대해서도 살펴보았다.

2. 국내 일반국도 교량 특성 분석

일반국도상에 존재하는 비내진 교량의 내진특성을 분석하기 위해 건설부에서 일반국도와 지방도를 대상으로 시행한 도로개량 및 포장설계 사업(road improvement project, 1975년 ADB, 1981년 IBRD)을 분석하였다. 이 사업에서는 일반국도 및 지방도 도로망의 확대, 개량을 목적으로 각 노선 공사에 필요한 도로 및 교량 설계가 실시되었다. 이때 작성된 도면중에서 원형단면 교각 또는 유사 원형단면 교각이 포함된 교량을 선별하여 설계도면들을 검토, 분석하였다.

설계 도면에 포함된 전체 교량 중 검토 대상 단면 교각이 포함된 교량은 32개이고 총 교각수는 156개이다. 분석에 의하면 T형 원형단면과 II형 원형단면 교각이 대부분을 차지하는 것으로 파악되었다. 교각의 내진특성에 큰 영향을 미치는 교각의 소성힌지 영역에서의 주철근 겹이음 현황을 표 1에 나타내었다. 겹이음을 모두 피한 경우가 겹이음이 있는 경우보다 많은데, 그 이유는 높이가 낮은 교각이 상대적으로 많았기 때문인 것으로 판단된다. 교각의 높이가 높은 경우에는

표 1 교각 소성힌지 영역의 주철근 겹이음 현황

소성힌지 영역에서의 겹이음 상태	해당 교량수
겹이음 모두 피함	18
주철근 모두 겹이음	11
기 타	3
계	32

* 동일 교량내에 겹이음이 있는 교각, 없는 교각, 주철근 겹이음 위치를 엇갈리게 설치한 교각 등이 섞여있는 경우

소성힌지 영역에서 겹이음을 한 경우가 많았고, 낮은 경우에는 거의 대부분 기초에서 교각 상단부까지 하나의 주철근으로 설계되었다. 하지만 이것은 도면을 분석한 결과이고, 실제로 도면과 같이 시공되었는지는 현재로서는 파악할 방법이 없다. 그림 1은 교각의 형상비를 분석한 것으로 형상비가 낮은 교각이 다수 존재함을 알 수 있다. 특히 T형 교각에서는 그 특징이 두드러진다. 반면 국내에서 교각의 내진성능에 관하여 수행된 연구는 주로 휩과괴 거동을 보이는 형상비 3.5 이상의 교각을 대상으로 하고 있다. 따라서 본 연구에서는 휩-전단 복합모드가 작용하여 파괴에 이를 가능성이 많은 형상비 2.5 내외인 기존 교각에 대해 실험을 수행하고 내진성능을 평가하고자 한다.

3. 실험개요

일반 국도상 교량의 내진특성 분석결과를 토대로 휩-전단 복합거동이 예상되는 형상비 2.5 내외의 교각을 실험 대상으로 선정하였다. 실험 대상교량은 비내진 상세로 설계 및 시공된 8경간 연속교인 창촌교(인천-간성간 국도)로서 각 교각들은 II형 원형 교각이다. 고정단인 P4(그림 2)의 좌측 기둥(형상비 2.6)을 실험대상으로 정하여 휩-전단 복합과괴 거동에 대해 조사하였다. 창촌교 설계도면에는 소성힌지 부근에 겹이음이 설치되어 있지 않으므로 시험체에도 겹이음을 두지 않았다.

그리고 휩-전단 교각과 전단지배 교각의 거동을 비교분석하기 위해 실험대상 교각과 단면은 동일하나 높이가 다소 낮은 교각(형상비 2.13)에 대해서도 실험을 실시하였다. 또한 휩-전단 거동 및 전단지배 거동 두 가지의 경우 모두 시험체를 실험크기모형과 축소모형으로 각각 제작하여 준정적 실험을 실시하였다(그림 3, 그림 4). 이렇게 하여 교각의 축소모형 실험에서 발생하는 상사효과에 대해서도 고찰하였다.

3.1 재료특성

실험크기의 교각 시험체의 철근은 설계도면 및 KS D3504에 의한 SD30의 D25의 상용철근을 주철근으로, 띠철근은 D13을 사용하였다. 축소된 시험체의 경우 표 2과 같이 기하학적 상사비(S=2)를 만족하고자 주철근의 경우 D25는 D13

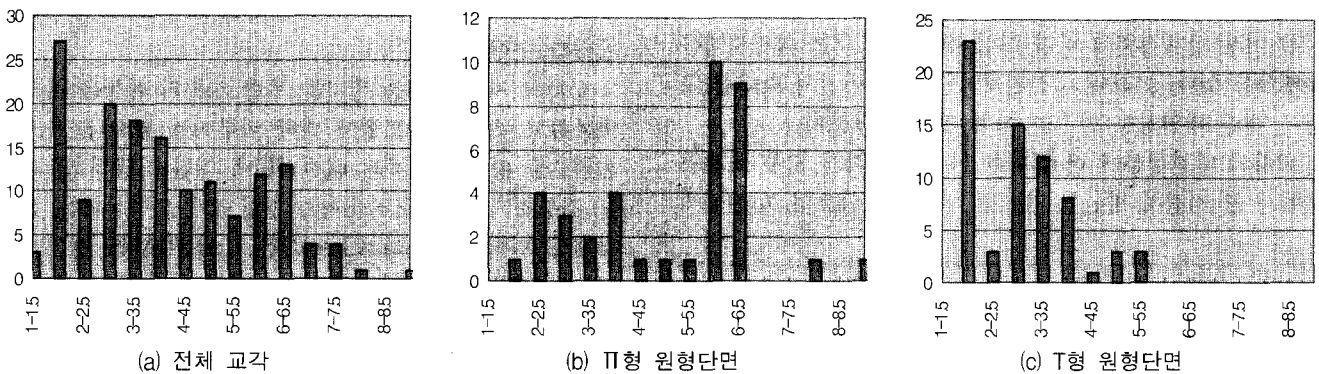


그림 1 교각의 빈도-형상비 분포

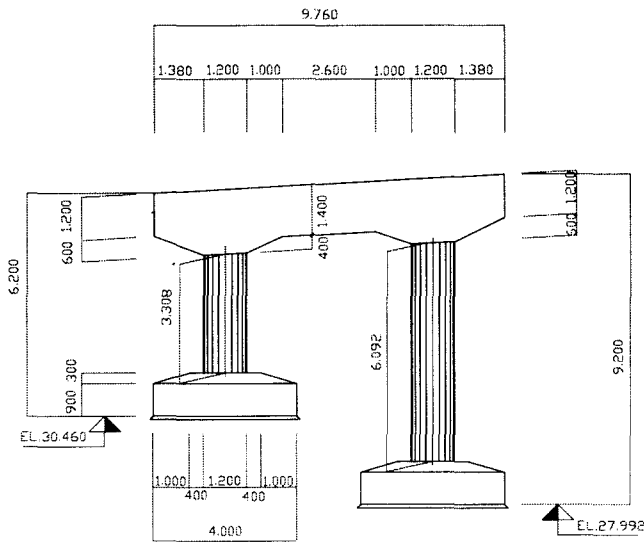


그림 2 창촌교 교각(P4) 개요도

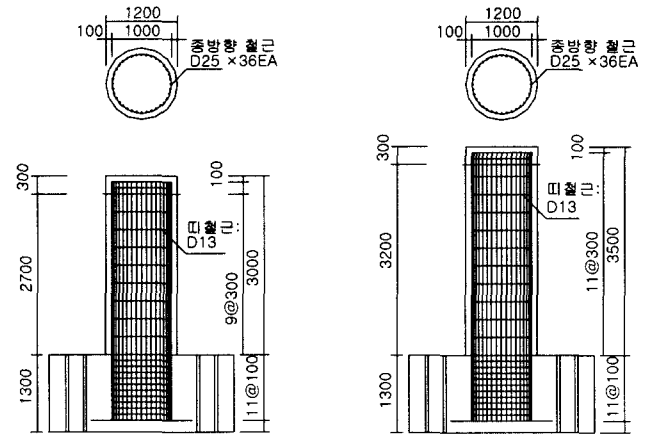


그림 3 실물시험체(CS-P1, CS-P2) 설계상세

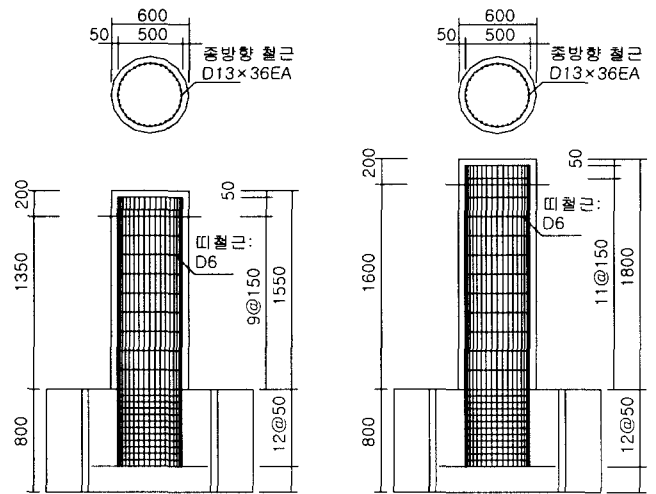


그림 4 축소시험체(CS-M1, CS-M2) 설계상세

으로, 띠철근의 D13은 D6을 사용하여 철근비, 개수, 배근간격에서 완전한 상사가 되도록 하여 보다 정밀한 값을 얻고자 하였다.

콘크리트의 설계기준강도는 240kgf/cm^2 로 KS F 2405에 따른 $\phi 10\text{cm} \times 20\text{cm}$ 공시체의 28일 평균압축강도는 약 268kgf/cm^2 로서 설계기준강도에 유사한 값을 얻었다.

3.2 시험체

시험체의 단면은 그림 3, 그림 4와 같이 모두 원형 중실단면(circular solid type)이며 기초부분과 본체부분으로 나누어 제작되었다. 표 3과 같이 실물시험체의 경우 단면직경은 120 cm, 교각 본체의 높이는 320cm이며, 축소시험체의 단면직경은 60cm, 본체의 높이는 160cm이다. 주철근 및 띠철근의 배근은 실제 교각과 같으며 특히, 설계도면에 따라 주철근의 겹이음은 사용되지 않았으며 띠철근도 갈고리가 사용되지 않았다. 띠철근은 전 교각에 걸쳐 실물시험체의 경우 30cm, 축소시험체는 15cm 간격으로 배근하였다. 그리고 실제 지진발생시 취약한 기초부로 인하여 손상이 발생할 가능성이 있으나 본 실험연구에서는 기초부가 충분한 강도를 발

표 2 준정적 실험에서의 축척계수 적용

	차원(dimension)	축척계수(scale factor)
길이(length)	L	S
질량(mass)	M	S^3
힘(force)	MLT^{-2}	S^2
응력(stress)	$ML^{-1}T^{-2}$	1

휘하도록 제작하여 기초부에 대한 파괴는 주요 파라미터에서 제외하고 교각 본체의 파괴만을 고려하였다.

표 3 시험체 상세

시험체		실물시험체		축소모형시험체	
		CS-P1 ¹⁾	CS-P2	CS-M1	CS-M2
교각	지름	D=120cm	D=120cm	D=60cm	D=60cm
	높이	H=255cm	H=312cm	H=128cm	H=156cm
수직 주철근 ¹⁾	직경	D25 (25.4mm)	D25 (25.4mm)	D13 (12.7mm)	D13 (12.7mm)
	개수	36EA	36EA	36EA	36EA
띠철근 ²⁾	직경	D13 (12.7mm)	D13 (12.7mm)	D6 (6.35mm)	D6 (6.35mm)
	간격	30cm	30cm	15cm	15cm
형상비(aspect ratio)		2.13	2.6	2.13	2.6

1) without lap joint 2) without hook * CS : circular solid P1, P2 : prototype M1, M2 : model

3.3 실험내용

지진하중에 대한 교각의 연성도 평가를 용이하게 하기 위하여 항복변위만큼 하중을 재하한 이후 변위제어로 하중을 재하하는 것이 일반적이다. 이를 위해서는 항복변위의 결정이 필요하다. 본 연구에서는 구조해석에 의해 콘크리트 압축연단의 극한 변형률이 0.003인 상태에서의 이론적 수평내하력 P_i (ideal lateral load capacity)를 구하였다. 그리고 그 값의 75%인 $0.75 P_i$ 를 actuator의 하중 제어방식에 따라 재하하여 actuator의 Push(+)방향과 Pull(-)방향으로의 변위 $\Delta_{0.75}^+$, $\Delta_{0.75}^-$ 를 각각 구한 후 식 (1)에 의해 항복변위 Δ_y 를 구하였으며 표 4에 해석결과를 나타내었다.

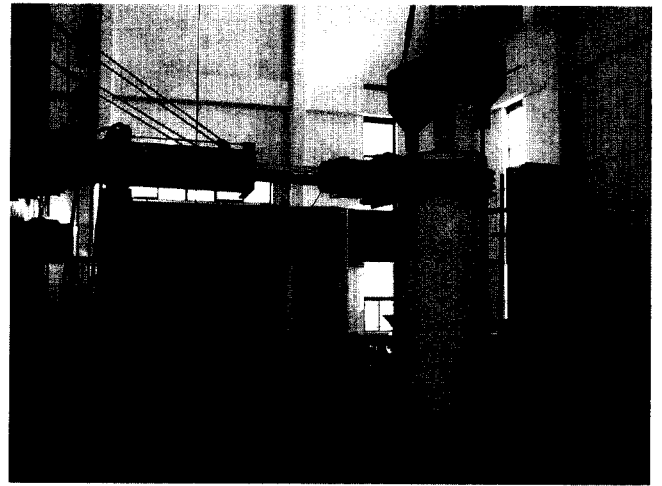
$$\Delta_y = \frac{\Delta_{0.75}^+ + \Delta_{0.75}^-}{2 \times 0.75} \quad (1)$$

축력재하시 loading frame 및 가력장치는 시험체 상부와 일체로 움직이며 교각의 소성변형시에도 시험체의 축방향으로 축력이 재하되어 상부에 부가모멘트는 걸리지 않는다. 본 실험에서는 200tonf 오일잭과 유압실린더를 사용하여 축력을 재하하였다. 또한 횡방향 하중을 재하하기 위하여 실험시험체에 대해서는 스트로크(stroke)가 $\pm 500\text{mm}$ 인 3,500KN의 hydraulic actuator를 이용하였으며, 축소 시험체의 경우 시험체의 내하력과 크기를 고려하여 스트로크가 $\pm 250\text{mm}$ 인 1,000KN actuator를 사용하였다(그림 5).

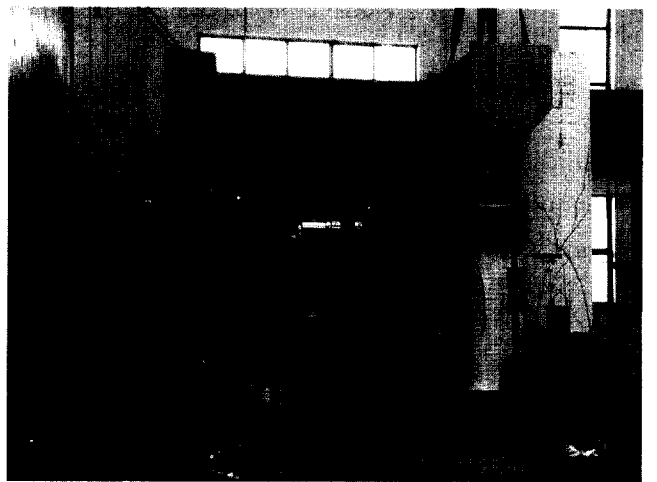
본 준정적 실험에서 하중 재하방식은 항복변위 Δ_y 를 결정하기 위하여 $0.75 P_i$ 까지는 actuator를 하중 제어방식으로, 그 후는 변위 제어방식으로 변경하여 반복하중(cyclic load)을 재하하였으며 동일 하중(또는 변위) 진폭에 대한 교각의 거동특성의 차이 및 에너지 흡수능력의 변화를 관찰하였다. 본 실험에서는 각 시험체에 대하여 그림 6과 같이 변위연성도 증가치를 $0.5 \Delta_y$ 씩 증가하여 변위제어를 실시하였으며, 동일한 변위에 대해 2cycle씩 반복하여 재하하였다.

표 4 교각의 단면해석결과

구 분	실물모형		1/2축소모형	
	극률 (1/m)	모멘트 (tonf-m)	극률 (1/m)	모멘트 (tonf-m)
균열점	0.0004422	83.34	0.000885	10.46
최외곽철근 항복점 B	0.002211	242.00	0.004425	30.21
유효항복점 C	0.002875	314.68	0.005778	39.46
극한점 D	0.01397	326.91	0.02876	40.74
$(E)_{eff}$	109,450 tonf-m ²		6,827.1 tonf-m ²	
$(E)_{yield}$	1,102.3 tonf-m ²		55.70 tonf-m ²	
$\rho = (E)_{yield} / (E)_{eff}$	1.01%		0.816%	
극률연성도(Mp/My)	4.859		4.978	



(a) 실물크기



(b) 축소모형

그림 5 시험체 설치 및 준정적 실험 전경(실물크기, 축소모형)

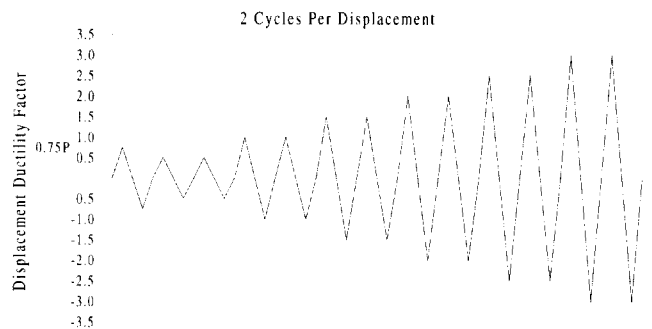


그림 6 Cyclic loading pattern

4. 실험결과

본 실험에서 변위연성도(μ)의 평가에 있어서 파괴변위(Δ_f)의 정의는 최대포락 극한하중에 대하여 80%의 하중감소가 발생하는 시점을 파괴로 가정하여 이때의 변위를 파괴변위로 가정하였으며 항복변위(Δ_y)와의 관계식, $\mu = \Delta_f / \Delta_y$ 를 통하여 변위연성도를 평가하였다.

4.1 실물모형(CS-P1)-전단거동

수치해석 프로그램으로 해석한 결과 항복하중 P_y 는 123.4tonf 으로 계산되어 actuator를 pull방향과 push방향으로 하중제어로 재하한 결과 식 (1)에 의해 항복변위 d_y 는 10.61mm으로 나타났다.

CS-P1의 파괴양상은 휨에 의한 수평균열이 하단부에서 중앙부까지 거의 고른 간격으로 균열이 발생하여 1.0 d_y 에서 사인장균열이 진전되고 수직균열도 발생하였다. 2.0 d_y 에서는 사인장 균열이 더욱 진전되고 균열폭도 커져 4~5mm 정도가 되었다. 또한 기초-본체 접합부에서 압축에 의해 피복콘크리트가 박리되기 시작하였다. 3.0 d_y 에서는 사인장 균열폭이 1cm 이상으로 커지고 수평내하력이 45%가량 저하되어 전단에 의한 교각파괴가 상당히 진전되었으며 3.5 d_y 에서 수평내하력이 55% 가까이 저하되어 최종적으로 전단파괴에 도달하였다. 변위연성도는 2.87로 평가되었다.

4.2 실물모형(CS-P2)-휨·전단 복합거동

해석결과 항복하중 P_y 는 100.86tonf, 이에 항복변위 d_y 는 21.25mm으로 나타났다. 처음 본체 하단부에 휨에 의한 횡균열이 수평으로 발생하였고 2.5 d_y 까지는 횡균열 폭이 3~4mm로 계속 진전되어 휨에 의한 거동이 지배적인 것으로 관측되었다. 3.0 d_y 에서 기존의 사인장균열이 교각측면에 대각선 형태로 크게 관통하면서 전단파괴가 급격히 진전되어 휨-전단 복합거동에서 전단지배 거동으로 전환되었음을 알 수 있었다. 2.0 d_y 부터 전단거동이 지배적이었던 CS-P1에 비해 전단파괴모드로의 진행속도가 상대적으로 느렸고 뚜렷한 휨-전단 복합거동이 관측되었다. 3.5 d_y 에서 내하력이 98.2ton에서 67ton으로 급격히 감소하여 실험을 종료하였다. 변위연성도는 3.05로 평가되었다.

4.3 축소모형(CS-M1)-전단거동

CS-M1의 파괴양상은 CS-P1과 같이 휨에 의한 수평균열이 하단부에서 중앙부까지 거의 고른 간격으로 균열이 발생하여 1.0 d_y 에서 사인장균열이 진전되고 수직균열도 발생하

였다. 2.0 d_y 에서는 사인장 균열이 대폭 진전되고 균열폭도 크게 증가하였다. 2.5 d_y 에서 사인장 균열폭의 증가는 물론 기초-본체 접합부에서 압축에 의한 피복콘크리트가 박리되기 시작하였다. 3.0 d_y 에서 사인장 균열폭이 8mm까지 벌어지며 교각측면의 전면에 걸쳐 전단에 의한 X자 모양 사인장 전단균열을 형성하였다. 4.0 d_y 에서 피복콘크리트가 탈락되면서 내하력이 최고값에 비해 50%로 떨어져 실험을 종료하였다. 변위연성도는 2.85로 평가되었다.

4.4 축소모형(CS-M2)-휨·전단 복합거동

CS-M2의 파괴양상은 처음에는 CS-M2와 같이 본체 하단부에 휨에 의한 횡균열이 수평으로 발생하여 1.0 d_y 에서 중앙부에 횡균열이 추가로 발생하고 경사균열이 진전되기 시작하였다. 1.5 d_y 에서는 수직균열의 발생과 사인장균열이 약간 진전되었으나 전반적으로 휨균열 상태를 유지하였다. 그러나 2.0 d_y 부터 CS-P2에 비하여 전단파괴 모드는 잘 나타나지 않고 휨거동이 지배적인 파괴상태가 계속 진행되었다. 2.5 d_y ~4.5 d_y 에서 횡균열과 사인장균열이 진전되면서 수직균열과 수평균열이 교차하여 전체적으로 본체 하단부에 피복콘크리트가 박리되기 시작하였다. 8.0 d_y 에서 교각 하단부가 휨파괴로 수평내하력이 최고값의 35%로 감소되어 실험을 종료하였다. 최종 파괴 양상은 실물에서의 휨-전단복합거동과 달리 휨파괴 양상이 나타남을 알 수 있었다. 변위연성도는 6.71로 평가되었다.

4.5 결과 분석

그림 7은 각 교각시험체의 하중-변위 포락선을 나타낸 것이고, 그림 8은 비교분석을 위해 상사율을 적용하여 축소시험체의 하중-변위값을 prototype으로 환산하고 이를 실물시험체 결과와 비교하여 나타낸 것이다. 실물시험체들은 파괴 진행 과정에서 전단에 의한 취성거동을 나타낸 반면 축소시험체들은 보다 더 연성을 발휘하는 것으로 나타났다. 특히 휨-전단 교각시험체의 경우 그림 9, 그림 10(b), 그림 11(b)에서 보는 바와 같이 실물모형은 휨-전단 파괴, 축소

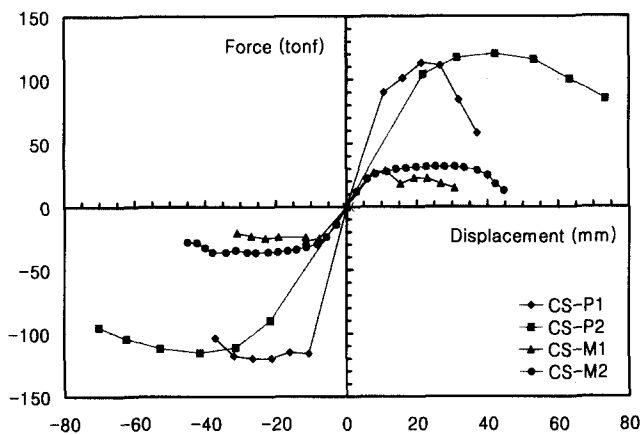


그림 7 하중-포락 곡선

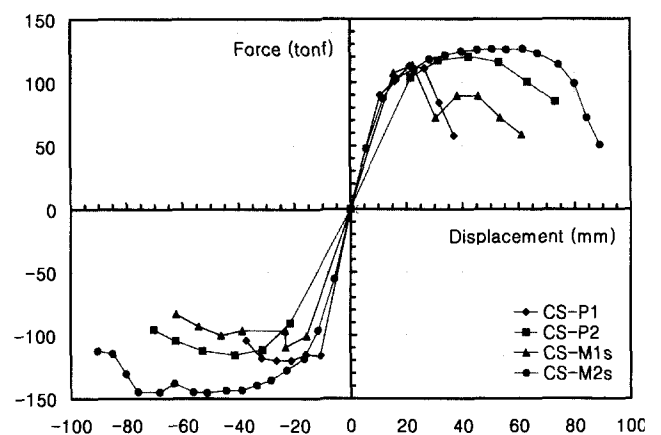


그림 8 환산된 하중-포락 곡선

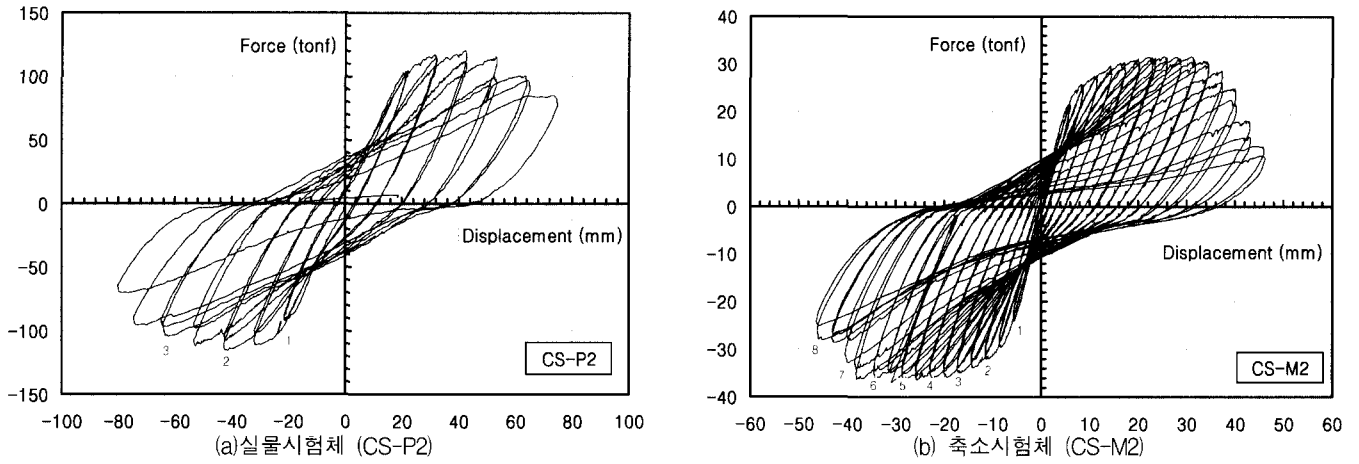
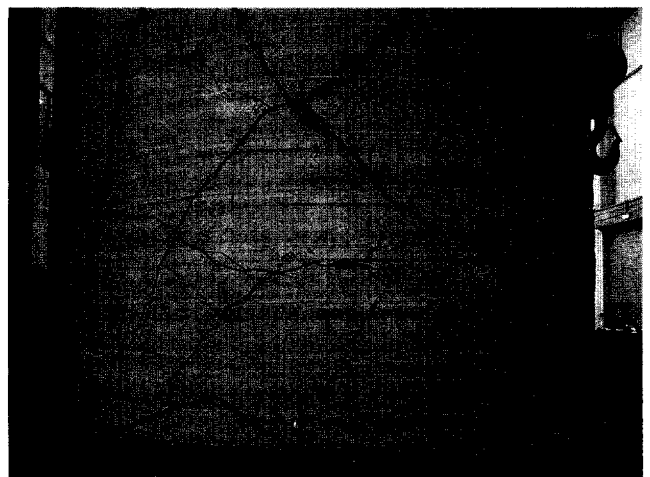
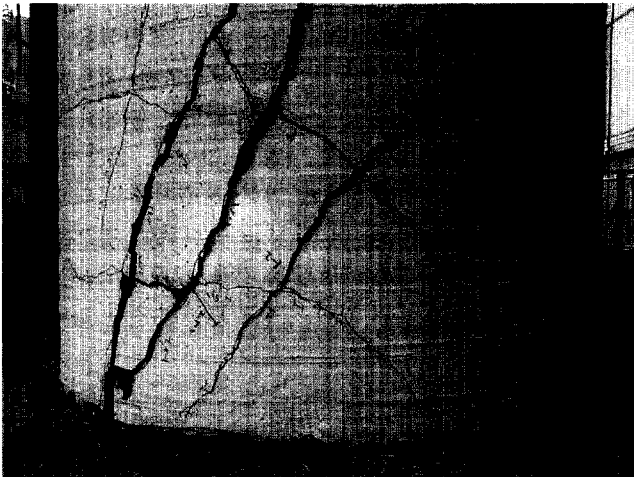
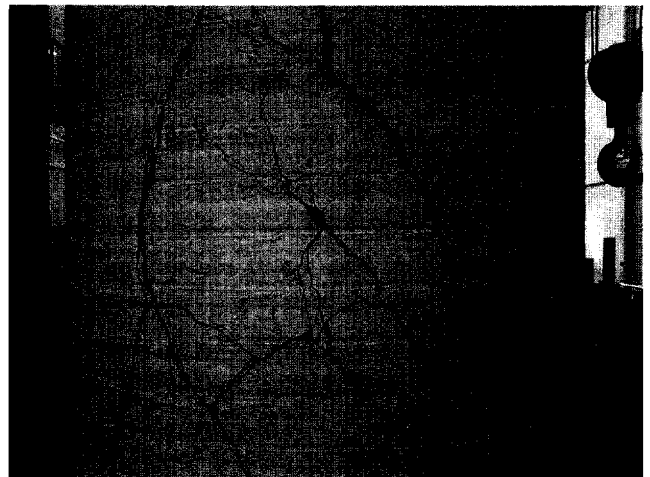
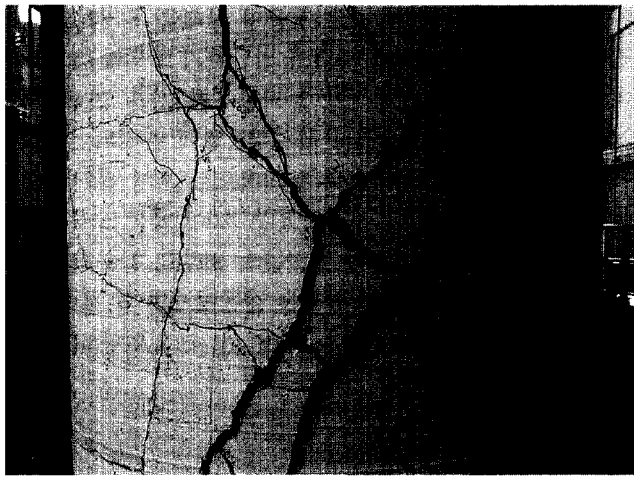


그림 9 휨-전단 거동 교각의 하중-변위 이력곡선



(a) CS-P1의 최종균열상태(East) (중앙 & 하단)

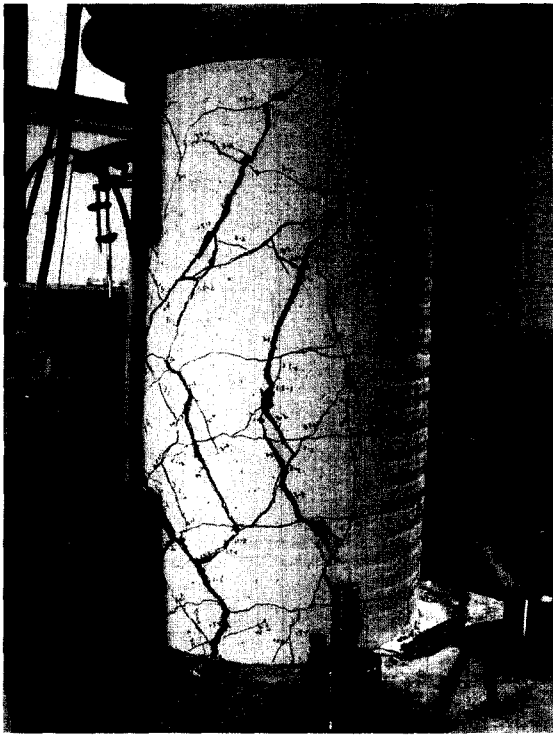
(b) CS-P2의 최종균열상태(East) (중앙 & 하단)

그림 10 실물모형 교각의 최종 파괴형태

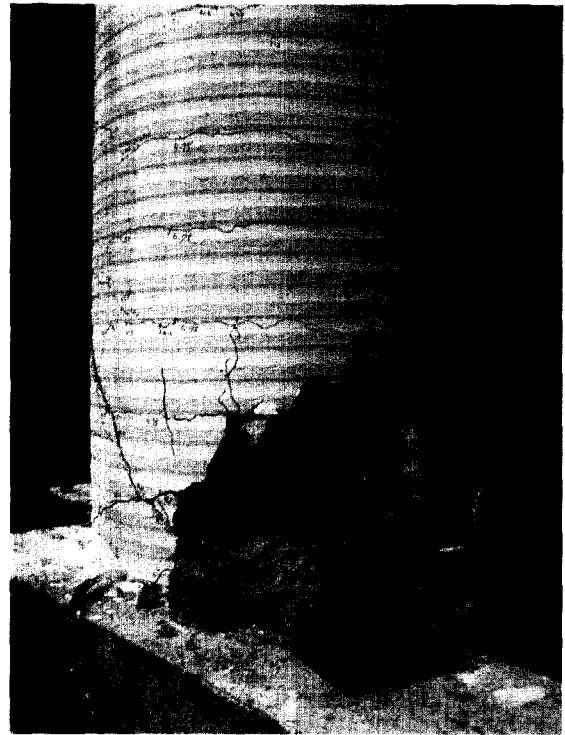
모형은 휨파괴를 보였다.

이는 휨-전단 교각의 거동을 축소모형 실험으로 평가하는 경우 상사효과에 의해 최종 파괴모드가 실제와 다르게 나타날 수도 있음을 시사한다. 시험체 개수가 제한되어 있어 이러한 현상을 일반적 현상으로 규정하기에는 아직 이르지만 주목할만한 결과라고 판단된다.

그림 12에 나타난 휨-전단거동 교각의 에너지 흡수량 비교에서도 파괴가 진행될수록 축소모형이 실물모형보다 에너지 흡수능력이 다소 높게 나타나는 것으로 관측되었다. 그리고 실물모형은 파괴에 이르러 더 이상 에너지를 흡수할 수 없지만 축소모형실험에서는 마치 에너지를 더 흡수할 수 있는 것처럼 평가되는 사실도 알 수 있다.



(a) CS-M1의 최종균열상태



(b) CS-M2의 최종균열상태

그림 11 축소모형 교각의 최종 파괴형태

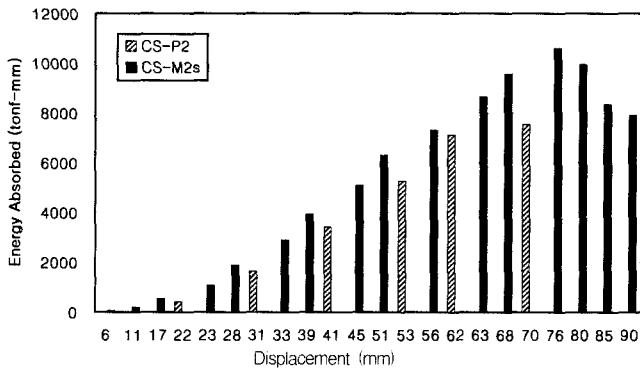


그림 12 횡-전단 거동 교각의 에너지 흡수능력 비교

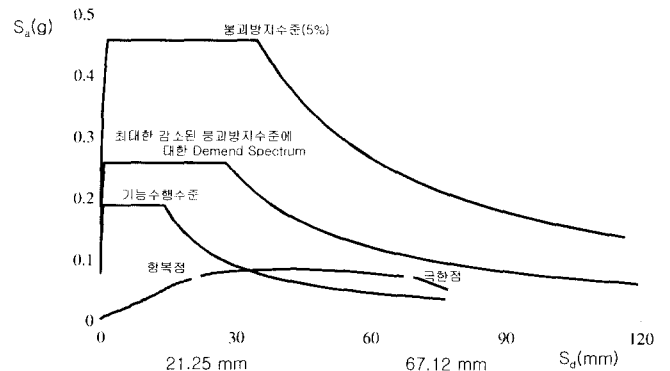


그림 13 8경간 연속교의 역량스펙트럼 분석

5. 역량 스펙트럼법에 의한 내진성능 분석

실험결과를 활용하여 교각의 내진성능을 평가하기 위해 역량스펙트럼법으로 분석하였다. 실험교각은 실험대상교량의 교각중 유일한 고정단 교각인 4번 교각의 좌측 기둥(시험체 CS-P2)이다. 교각이 좌우 기둥의 높이가 다른 비대칭이기 때문에 현재의 실험 결과만으로 교량 시스템에 대한 역량스펙트럼을 분석할 수 없다. 따라서 여기서는 교각이 대칭 II형이라고 가정하고, 같은 상부구조를 갖고 있는 경우에 대상교량과 같은 8경간 연속교와 4경간 연속교에 대해 역량 스펙트럼⁽⁵⁾을 분석하여 내진성능을 평가하였다(그림 13, 그림 14). 요구스펙트럼(demand spectrum)은 내진성능기준에서 정의한 붕괴방지수준 및 기능수행수준에 대한 5% 감쇠비에 대한 표준스펙트럼으로 지진구역 I, 단단한 토사지반(지반종류 Sc), 1등급교의 조건에서 정의된 것을 ADRS(acceleration-displacement response spectrum) 형태로 변환한 것이다.

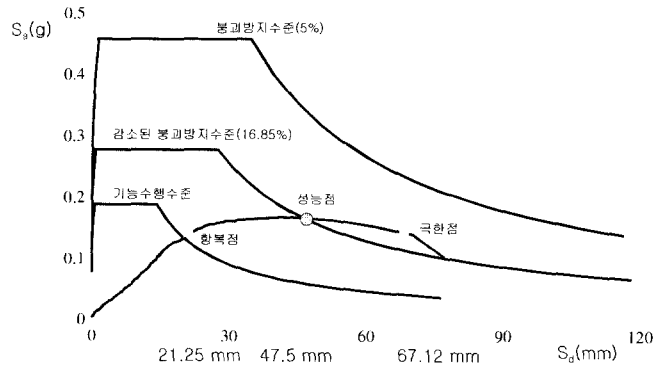


그림 14 4경간 연속교의 역량스펙트럼 분석

기능수행성능을 만족하는 상태를 구조물의 응답거동이 탄성상태-균열은 허용하지만 주철근의 초기항복 이전 상태-이내로 제한되는 상태로 정의하고, 붕괴방지성능을 구조물의 최대응답변위가 극한(또는 허용)변위 이내인 상태로 정의하였다.⁽²⁾ 기능수행수준에서는 탄성상태이므로 5%의 요구

스펙트럼을 그대로 사용하였고, 붕괴방지수준에서는 구조물의 비선형 거동을 반영하여 요구스펙트럼을 감소시켰다. 그림 14에서는 붕괴방지수준의 요구스펙트럼을 감소시킬 때 다케다모델²⁾을 사용하여 16.85%의 감쇠비로 감소시킨 것이고, 그림 13은 성능점이 수렴하지 않는 것을 보이기 위해 ATC-40에서 규정하는 최대 감쇠비로 감소시킨 것이다. 여기에서 항복점은 식 (1)을 사용하여 실험에서 결정된 값이다. 극한점은 변위연성도(μ)의 평가에서 사용된 파괴변위(Δ_f)를 사용하였다.

8경간 연속교의 경우 기능수행수준 및 붕괴방지수준 모두 만족하지 않는다. 4경간 연속교는 두 수준 모두 만족한다. 4경간 연속교의 기능수행수준에서는 구조물이 탄성상태로 거동하는 것으로 평가할 수 있고, 붕괴방지수준에서는 비선형 거동이 발생하여 지진시의 변위가 성능점인 47.5mm로 예측되며, 변위가 극한에 이르기까지 다소 여유가 있음을 알 수 있다. 현재 가정된 II형 교각시스템은 4경간 연속교일 경우 적절한 내진성능을 보유하고 있다고 평가할 수 있으나, 8경간 연속교일 경우에는 내진성능이 현저하게 부족하다고 판단된다.

6. 결론 및 향후 연구방향

일반국도상의 교량현황 조사결과 휨-전단 복합거동이 예측되는 형상비의 교각이 다수 존재함을 확인하여 이러한 형상비 부근의 교각에 대하여 실물과 축소모형에 대한 준정적 실험을 수행하였다. 관측된 결과들로부터 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- ① 휨-전단 파괴 기동(형상비 2.6)의 경우 하중이 증가할수록 휨 파괴 진행에 따른 전단 내하력의 저하에 의해 결국 전단파괴로 귀착된다는 것을 실험을 통해 확인할 수 있다. 전단 파괴 기동(형상비 2.13)의 경우에는 초기부터 전단 파괴가 진행됨을 확인하였다. 형상비 2.5 내외의 교각에서는 약간의 형상비 변화에도 교각의 거동 특성이 민감하게 변화하는 것으로 관측되었다.
- ② 축소시험체가 실물보다 전반적으로 연성이 증가하는 경향을 나타내었고, 특히 휨-전단 복합 거동 기동(형상비 2.6)은 상사효과에 의해 파괴시의 거동특성이 실물과 축소 모형에 대해 각각 전단 파괴 및 휨 파괴로 다르게 나타났다. 이러한 현상이 발생한 원인은 현재로서는 시험체의 크기효과 때문인 것으로 추정되지만 실험시 교각의 축력변화나 기타 실험오차에 기인한 결과일 가능성도 완전히 배제할 수 없으므로, 향후에는 실험시 축력변화가 배제된 상태에서 좀더 많은 교각시험체에 대해 실험을 실시하고 비교검증이 뒤따라야 할 것으로 판단된다.
- ③ 역량스펙트럼법에 의해 교각의 내진성능을 평가한 결과, 실험 교각의 내진성능이 매우 부족한 것으로 분석되었다.

창촌교의 상부구조에 해당하는 8경간 연속교의 경우 기능수행수준 및 붕괴방지수준 모두 만족하지 않고, 4경간 연속교인 경우에 두 수준 모두 만족한다. 현재 가정된 II형 교각시스템은 4경간 연속교일 경우 적절한 내진성능을 보유하고 있다고 평가할 수 있으나, 8경간 연속교일 경우에는 내진성능이 현저하게 부족하다고 사료된다.

- ④ 높이가 비교적 낮은 교각은 설계도면상으로는 소성힌지 영역에서 접이음이 없는 경우가 많지만 실제로는 시공편의상 접이음이 사용되었을 가능성도 고려해야 한다. 이번 실험에서는 교각 주철근 접이음을 두지 않았으나 추후 실험에는 실제 시공당시의 상황을 고려하여 설계도면과는 달리 주철근 접이음을 사용한 경우에 대해서도 검토할 예정이다.

감사의 글

본 연구는 한국건설기술연구원의 2000년도 “사회기반 시설물의 내진성능향상 기술개발”, 사업의 일환으로 수행되었으며 이에 연구 및 실험 관계자 여러분께 감사드립니다.

참고 문헌

1. 건설교통부, 도로교 설계기준, 한국도로교통협회, 2000.
2. 시설안전기술공단, “기존교량의 내진보강 방안 연구”, 한국지진공학회, 1999.
3. 한국도로공사, “고강도 콘크리트를 이용한 철근콘크리트 기둥과 합성기둥의 거동 및 해석”, 한국도로공사 도로연구소 연구보고서, 1999.
4. 정영수의 3인, “단일주 원형 철근콘크리트 교각의 내진거동에 관한 준정적 실험”, 한국지진공학회논문집, 제3권, 제2호, 1999, pp. 55-65.
5. Applied Technology Council, “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings,” ATC-40, Vol 1, Redwood City, California, 1996.
6. Stone, W. C. and Cheok, G. S., “Inelastic behavior of full-scale bridge columns subjected to cyclic loading,” NIST Building Science Series 166, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD 20899, 1989.
7. Mander, J. B., Waheed, S. M., Chaudhary, M. T. A., and Chen, S. S., “Seismic performance of shear-critical reinforced concrete bridge piers,” Technical Report NCEER-93-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, 1993.