

# 중진지역 교량 내진설계와 응답수정계수

## Seismic Design of Bridges in Moderate Seismic Region and Response Modification Factors

국 승 규\* 이 동 옥\*

Kook, Seung-Kyu Lee, Dong-Uk

(논문접수일 : 2008년 10월 6일 ; 심사종료일 : 2008년 11월 25일)

### 요 지

도로교설계기준은 일반교량에 대한 내진설계방법으로 응답수정계수를 사용하는 스펙트럼해석법을 제시하고 있다. 그러나 중진지역이라는 한반도의 상황과 국내의 교량설계 및 시공환경에 대한 적용성은 아직 검증되지 않은 실정이다. 그러므로 도로교설계기준의 스펙트럼해석법을 적용하여 내진설계의 기본개념으로 제시되는 붕괴방지수준이 만족되는가에 대한 검토가 요구된다. 이 연구에서는 T형 및 II형 교각을 하부구조로 하는 두 개의 일반교량을 해석대상교량으로 선정하고, 중진지역의 설계조건과 스펙트럼해석법을 적용하여 내진설계를 수행하였다. 이 과정에서 응답수정계수의 역할과 붕괴방지수준의 만족여부를 검토하고, 그 결과를 토대로 설계기준에 보완해야 하는 사항을 제시하였다.

**핵심용어** : 도로교설계기준, 스펙트럼해석법, 응답수정계수, 붕괴방지수준

### Abstract

'Korean Highway Bridge Design Code' provides the spectrum analysis method with response modification factors for the seismic design of typical bridges. However, considering that Korean peninsula is classified as moderate seismic regions and domestic circumstances for bridge design and construction are different from other countries, the applicability of this code is not yet proved. Therefore it is required to verify that applying the spectrum analysis method fulfills the no collapse requirement which is set forth as the basic seismic design concept. In this study two typical bridges with T and II type piers are selected as analysis bridges and seismic designs are carried out by applying the spectrum analysis method with design conditions given for moderate seismic regions. Based on the results obtained through design procedures, the role of the response modification factors and fulfillment of the no collapse requirement are discussed, from which supplementary provisions for the design code are identified.

**Keywords** : Korean highway bridge design code, spectrum analysis method, response modification factors, no collapse requirement

## 1. 서 론

도로교설계기준(한국도로교통협회, 2005) 내진설계편은 내진설계를 위한 해석방법으로 선형해석법인 스펙트럼해석법과 비선형해석이 가능한 시간이력해석법을 제시하고 있다. 내진설계의 기본개념으로 요구되는 붕괴방지수준을 만족하기 위해서는 가능하면 지진 발생 시 교량의 비선형거동을 하부구조, 즉 교각에 국한하여 연성파괴미케니즘을 확보해야 한다. 하부구조의 비선형거동에 의한 연성파괴미케니즘은 교량의 동적특

성을 변화시키므로 그림 1에 제시한 바와 같이 지진력의 현저한 감소를 유발하여 안전성을 제고한다. 시간이력해석법에서는 교각의 비선형거동을 해석모델에 직접 반영하며, 스펙트럼해석법은 응답수정계수(Response Modification factor : 이하 R-factor)를 적용하여 비선형거동의 영향을 해석에 반영한다. 스펙트럼해석법을 사용하는 내진설계방식은 지진하중의 불특정성을 스펙트럼으로 감안하며, 응답수정계수의 적용으로 하부구조의 강성을 결정할 수 있다는 점에서 시간이력해석법보다 보편성과 적용성 측면에서 검증된 내진설계방식이다.

\* 책임저자, 정회원 · 부경대학교 건설공학부 교수  
Tel: 051-629-6075 ; Fax: 051-629-6063  
E-mail: skkook@pknu.ac.kr

\* 부경대학교 건설공학부 교수

• 이 논문에 대한 토론을 2009년 4월 30일까지 본 학회에 보내주시면 2009년 6월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

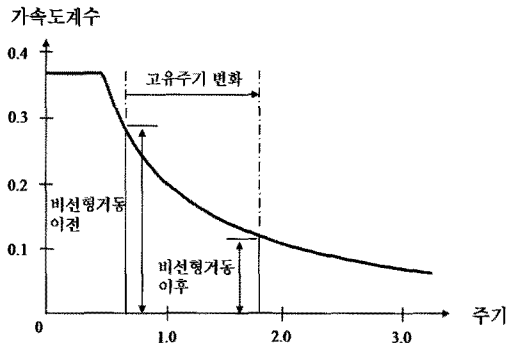


그림 1 비선형거동에 의한 지진력 감소효과

표 1 '도로교 설계기준'의 R-factor

| 하 부 구 조                     | R   |
|-----------------------------|-----|
| 벽식 교각                       | 2   |
| 철근콘크리트 말뚝 가구(Bent)          |     |
| 1. 수직말뚝만 사용한 경우             | 3   |
| 2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우     | 2   |
| 단일 기둥                       | 3   |
| 강재 또는 합성강재와 콘크리트 말뚝 가구      |     |
| 1. 수직말뚝만 사용한 경우             | 5   |
| 2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우     | 3   |
| 다주 가구                       | 5   |
| 연 결 부 분                     | R   |
| 상부구조와 교대                    | 0.8 |
| 상부구조의 한 기간내의 신축이음           | 0.8 |
| 기둥, 교각 또는 말뚝 가구와 캡빔 또는 상부구조 | 1.0 |
| 기둥 또는 교각과 기초                | 1.0 |

응답수정계수는 교각의 재료특성과 규격 및 하중조건에 따라 결정되는 구조부재의 연성(Ductility)과 교각구조의 형상, 배치 및 지지조건에 따라 교량구조물이 항복에서 붕괴까지 갖는 여유력(Redundancy)을 고려한 계수다. 또한 도로 교설계기준 내진설계편에 제시되어 있는 응답수정계수는 표 1과 같이 하부구조 뿐만 아니라 연결부분에도 1.0 및 0.8의 응답수정계수를 제시하고 있다.

이는 붕괴방지수준을 만족하기 위한 최선의 방법인 연성과 피미케니즘을 확보하기 위한 것으로, 하부구조의 비선형거동을 유도하기 위해 하부구조와 연결부분의 설계강도를 결정하는 데 그 목적이 있다. 그러므로 하부구조, 즉 교각기둥의 설계강도를 결정하기 위해서는 그림 2의 스펙트럼해석 과정에서 제시한 바와 같이 설계강도의 변경을 수반한 반복계산을 수행하여야 한다.

현재 적용되고 있는 설계기준들은 거의 모두 강진지역에 위치한 국가들에 의해 개발된 것으로, 물론 지진강도에따라 다른 적용법이 제시되어 있으나 중진지역에의 적용합리성은 검증되지 않은 실정이다. 교량의 지진 시 거동은 구조형상 및 재료특성과 관계가 있고 국내에서 시공되는 교량의 형상

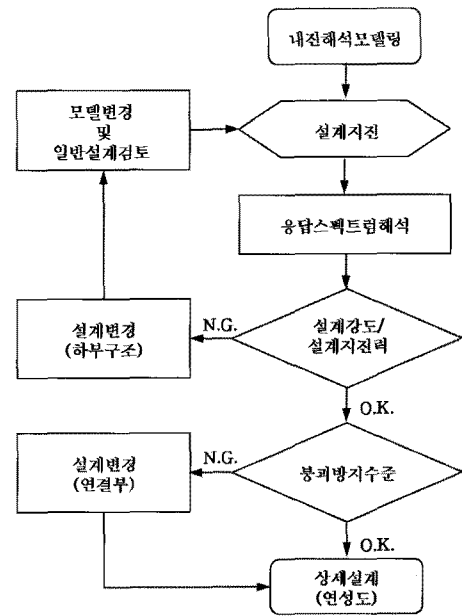


그림 2 내진설계 흐름도

표 2 'AASHTO LRFD Bridge Design Specification'의 R-factor

| 하 부 구 조                     | 중요도    |     |     |
|-----------------------------|--------|-----|-----|
|                             | 핵심     | 중요  | 보통  |
| 벽식 교각                       | 1.5    | 1.5 | 2.0 |
| 철근콘크리트 말뚝 가구 (Bent)         |        |     |     |
| • 수직말뚝만 사용한 경우              | 1.5    | 2.0 | 3.0 |
| • 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우      | 1.5    | 1.5 | 2.0 |
| 단일 기둥                       | 1.5    | 2.0 | 3.0 |
| 강재 또는 합성강재와 콘크리트 말뚝 가구      |        |     |     |
| • 수직말뚝만 사용한 경우              | 1.5    | 3.5 | 5.0 |
| • 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우      | 1.5    | 2.0 | 3.0 |
| 다주 가구                       | 1.5    | 3.5 | 5.0 |
| 연 결 부 분                     | 모든 중요도 |     |     |
| 상부구조와 교대                    | 0.8    |     |     |
| 상부구조의 한 기간내의 신축이음           | 0.8    |     |     |
| 기둥, 교각 또는 말뚝 가구와 캡빔 또는 상부구조 | 1.0    |     |     |
| 기둥 또는 교각과 기초                | 1.0    |     |     |

과 재료특성은 국내의 교량 설계관행에 의해 좌우되므로 자체연구가 요구된다. 그러므로 중진지역에서 합리적인 교량 내진설계를 수행하기 위한 국내의 연구는 지속적으로 추진되고 있다. 실험연구로는 콘크리트 교각의 지진거동에 관한 연구(정영수 등, 2004)와 콘크리트충전 강합성 기둥의 연성에 관한 연구(송준엽 등, 2001) 등이 있고, 해석적 연구로는 유연도법 섬유요소모델(교현무 등, 2002), 비부착 텐던요소(김태훈 등, 2005), Macro모델(정영수 등, 2005) 등을 사용한 연구가 있다. 또한 중진지역이라는 점을 감안한 연구로는 비내진상세 RC 중실원형교각에 대한 연구(김재관 등, 2001), 철근콘크리트 교각의 연성요구량에 따른 내진설계(이재훈 등, 2002), 50% 주철근 겹침이음을 갖는 중실 및

표 3 'EUROCODE 8, Part 2 : Bridges'의 q-factor

| 연성 요소                    | 지진 거동 |     |
|--------------------------|-------|-----|
|                          | 한정연성  | 연성  |
| 철근콘크리트 교각                |       |     |
| 수직 교각 ( $a_s \geq 3.5$ ) | 1.5   | 3.5 |
| 짧은 교각 ( $a_s = 1.0$ )    | 1.0   | 1.0 |
| 경사 지주                    | 1.2   | 2.0 |
| 강재 교각                    |       |     |
| 수직 교각                    | 1.5   | 3.5 |
| 경사 지주                    | 1.2   | 2.0 |
| 일반적인 지주를 가진 교각           | 1.5   | 2.5 |
| 편심 지주를 가진 교각             | -     | 3.5 |
| 교대                       | 1.0   | 1.0 |
| 아치                       | 1.2   | 2.0 |

\* $a_s = H/L$ 는 교각의 형상비이다. :  $1.0 < a_s < 3.5$ 에서 q-factor는 선형 보간법으로 구할 수 있다.

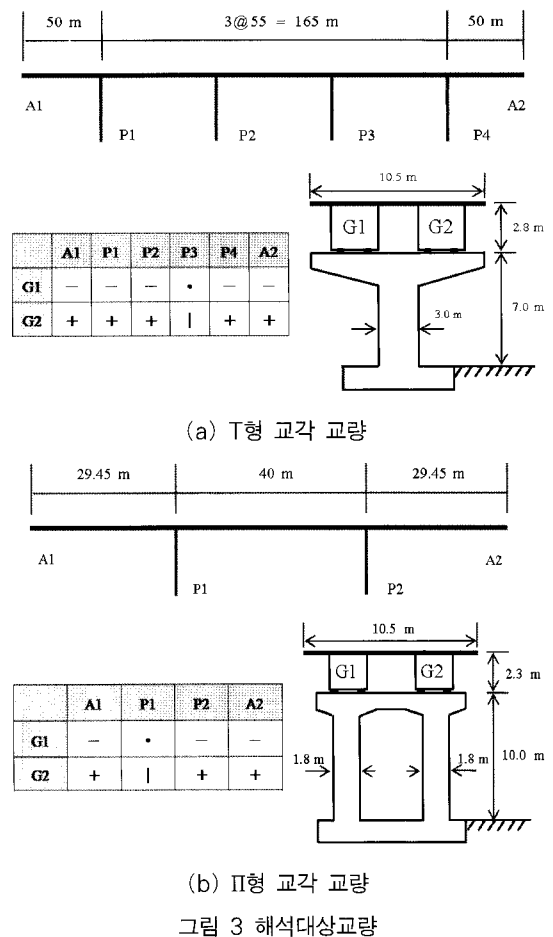
중공 사각단면 교각에 대한 연구(김익현 등, 2003)가 있다.

또한 AASHTO LRFD Bridge Design Specification (AASHTO, 2004)에서는 표 2와 같이 교량의 중요도에 따라 동일한 하부구조에 대해 다른 응답수정계수를 적용하도록 규정하고 있다. 이는 중요도가 높은 교량은 좀 더 강도가 큰 지진에 대해서도 기능수행수준을 유지해야 함을 의미한다. EUROCODE 8, Part 2: Bridges(CEN, 1994)는 표 3과 같이 응답수정계수와 동일한 역할을 하는 거동계수(q-factor)를 제시하고 있으며, 동일한 하부구조의 경우 연성과 형상비에 따라 다른 거동계수를 적용하도록 규정하고 있다. 이와 같이 동일한 하부구조에 다른 응답수정계수를 적용한다는 사실은 중진지역 교량의 내진설계에도 의미가 있다. 중진지역의 경우는 설계지진이 강진지역보다 낮게 설정되므로 일반설계에서 결정된 하부구조의 최소 설계강도를 응답수정계수에 의해 감소할 수 없는 경우가 발생하기 때문이다. 그러므로 이 연구에서는 중진지역 교량을 대상으로 응답수정계수를 적용하여 하부구조의 설계강도를 결정하는 방법을 제시하고, 이러한 과정으로 연성과파괴미커니즘이 확보되는가를 검토하여 설계기준의 중진지역에 대한 적용성 및 보완사항을 제시하고자 한다.

## 2. 하부구조의 설계단면 결정

### 2.1 해석대상교량과 설계 조건

이 연구에서 선정한 두 개의 해석대상교량은 그림 3에 제시한 바와 같이 상부구조는 강상자형이고, 하부구조는 콘크리트 교각으로 각각 T형 및 II형으로 구성되어 있다. T형 및 II형 교각을 선정한 것은 하부구조의 형상에 따라 다른 응답



수정계수를 적용하기 위한 것이다. 각 교량의 종단면도, 교각 위치에서의 횡단면도 및 강재받침의 배치는 그림 3에 제시되어 있으며 교각기둥은 모두 원형단면으로 구성되어 있다. 내진설계조건은 지진구역 I, 내진 I 등급급, 지반종류 II로 설정하여 가속도계수(A)는 0.154, 지반계수(S)는 1.2를 적용하였다.

구조해석프로그램 Midas/Civil(Midas IT, 2001)을 사용하여 해석모델을 구성하였다. 상판은 플레이트 요소를 사용하고 강상자형, 크로스빔, 캡빔 및 교각기둥은 보요소를 사용하였다. 상부구조의 중심위치에 상판 플레이트 요소와 강상자형 보요소를 배치하였으므로, 이들 요소의 절점과 강재받침위치 절점의 연결요소 및 강재받침위치 절점과 캡빔 보요소의 해당 절점과의 연결요소는 무한강성요소를 사용하였다. 강상자형의 경우 T형교각 교량은 2400×2800mm(b×h) 일정단면, II형교각 교량은 2300×(2500~1500)mm 변단면으로 구성되어 있고 하부구조의 경우 T형교각의 기둥은  $\phi$  3.0m, II형교각의 기둥은  $\phi$  1.8m의 원형단면으로 구성되어 있다. 해석대상 교량의 재료특성은 강재의 경우 SWS 490, 콘크리트의 경우 상판 270kg/cm<sup>2</sup> 및 하부구조 240 kg/cm<sup>2</sup>이며, 사용철근은 상판 SD 40 및 하부구조 SD 30이다. 강

재받침의 기능은 강재받침위치에서 연결된 절점간의 구속방향으로만 단면력을 전달하도록 하여 모델링하고 교각기능의 하부(기초)는 고정단으로 경계조건을 설정하였다. 도로교설계기준에 제시되어 있는 다중모드스펙트럼해석법을 적용하였으며 50개의 모드를 고려하였다. 교축방향과 교축직각방향에 의한 직교지진력은 하중 경우 1(교축방향 100%+교축직각방향 30%)과 하중 경우 2(교축방향 30%+교축직각방향 100%)를 구성하고 사하중을 고려하여 하중 조합 1과 2(LC1 & LC2)를 제시하였다.

2.2 T형 교각 교량

해석대상 교량의 교각기둥이 원형이므로 기둥의 직교방향으로 산정한 단면력은 표 4에 제시한 바와 같이 제공합평방근법(SRSS)으로 합력(모멘트 탄성지진력)을 구하였다. T형 교각 교량의 경우 각 조합의 설계지진력은 고정단이 위치한 교각 P3에서, 단주에 대한 응답수정계수 3을 적용하여 결정하였다. 이로부터 교각기둥의 모멘트 설계지진력은 LC1에서 제시된다는 것을 알 수 있다.

교각기둥의 설계강도는 그림 4와 같은 P-M상관도로부터 구하였으며,  $\phi 3.0m$ 기둥의 설계강도는  $3750tf\cdot m$ 로 설계지진력  $2434tf\cdot m$ 의 1.54배이다. 이러한 차이는 일반설계의 경우 안전여유(safety margin)로 간주되나, 내진설계의 경

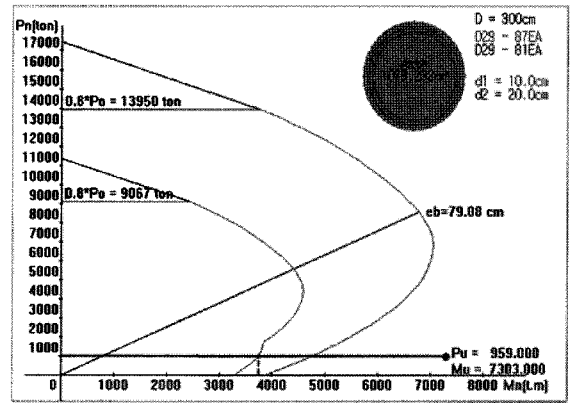


그림 4 P-M상관도(교각기둥  $\phi 3.0m$ )

우는 연성과과피메카니즘이 의도한 바대로 확보되지 않을 수 있다는 것을 의미한다. 따라서 교각기둥의 설계강도를 설계지진력에 맞추어야 하며, 이 경우 기둥단면을 감소하여 재검토하여야 한다.

표 5는 교각기둥의 직경을 변경하면서 동일한 해석과정을 반복 수행한 결과이며,  $\phi 2.5m$ 기둥으로 해석한 결과에서 설계강도와 설계지진력의 비가 1.0에 가장 근접하였다는 것을 제시하고 있다. 그러므로 응답수정계수 3을 적용하는 경우 T형 교각 교량의 교각기둥 단면은  $\phi 2.5m$ 로 유일하게 결정할 수 있다는 것을 확인하였다. 교량의 중요도 또는 연성도에 따라 다른 응답수정계수를 적용하는 경우에도 교각기둥의 설계단면이 유일하게 결정되는가를 확인하기 위해 동일한 교량

표 4 T형 교각기둥( $\phi 3.0m$ )의 설계지진력(모멘트)

| P3  | 탄성지진력 (tf·m) |      |      | R | 설계지진력 (tf·m) |
|-----|--------------|------|------|---|--------------|
|     | 교축           | 교축직각 | 합력   |   |              |
| LC1 | 7251         | 867  | 7303 | 3 | 2434         |
| LC2 | 2216         | 3231 | 3918 |   | 1306         |

표 7 II형 교각기둥( $\phi 1.8m$ )의 설계지진력(모멘트)

| P1  | 탄성지진력 (tf·m) |      |      | R | 설계지진력 (tf·m) |
|-----|--------------|------|------|---|--------------|
|     | 교축           | 교축직각 | 합력   |   |              |
| LC1 | 1446         | 129  | 1452 | 3 | 484          |
| LC2 | 458          | 409  | 614  | 5 | 123          |

표 5 T형 교각기둥의 설계단면 결정(R=3)

| $\phi$ (m) | LC | 탄성지진력 (tf·m) |      |      | R | 설계지진력 (tf·m) | 설계강도 (tf·m) | 설계강도/설계지진력 |
|------------|----|--------------|------|------|---|--------------|-------------|------------|
|            |    | 교축           | 교축직각 | 합력   |   |              |             |            |
| 3.0        | 1  | 7251         | 867  | 7303 | 3 | 2434         | 3750        | 1.54       |
| 2.7        |    | 6651         | 885  | 6710 |   | 2237         | 2750        | 1.22       |
| 2.5        |    | 6245         | 789  | 6295 |   | 2098         | 2200        | 1.04       |
| 2.4        |    | 6335         | 738  | 6378 |   | 2126         | 1900        | 0.89       |
| 2.3        |    | 6526         | 688  | 6562 |   | 2187         | 1700        | 0.77       |

표 6 T형 교각기둥의 설계단면 결정(R=1.5)

| $\phi$ (m) | LC | 탄성지진력 (tf·m) |      |      | R   | 설계지진력 (tf·m) | 설계강도 (tf·m) | 설계강도/설계지진력 |
|------------|----|--------------|------|------|-----|--------------|-------------|------------|
|            |    | 교축           | 교축직각 | 합력   |     |              |             |            |
| 3.0        | 1  | 7251         | 867  | 7303 | 1.5 | 4869         | 3750        | 0.77       |
| 3.2        |    | 9064         | 870  | 9106 |     | 6071         | 4600        | 0.75       |
| 3.5        |    | 9510         | 827  | 9546 |     | 6364         | 6000        | 0.94       |
| 3.6        |    | 9436         | 808  | 9471 |     | 6314         | 6400        | 1.01       |
| 3.7        |    | 9362         | 791  | 9395 |     | 6263         | 7000        | 1.11       |

표 8 II형 교각기둥 설계단면 결정

| Φ(m) | LC | 탄성지진력(tf·m) |      |      | R | 설계지진력(tf·m) | 설계강도(tf·m) | 설계강도/설계지진력 |
|------|----|-------------|------|------|---|-------------|------------|------------|
|      |    | 교축          | 교축직각 | 합력   |   |             |            |            |
| 1.8  | 1  | 1446        | 129  | 1452 | 3 | 484         | 850        | 1.75       |
| 1.5  |    | 1161        | 112  | 1166 |   | 389         | 505        | 1.29       |
| 1.3  |    | 963         | 97   | 968  |   | 323         | 325        | 1.00       |
| 1.0  |    | 678         | 59   | 681  |   | 227         | 150        | 0.66       |

에 응답수정계수 1.5를 적용하였으며 그 결과를 표 6에 제시하였다. Φ3.0m기둥으로 구한 설계지진력은 설계강도보다 크며 이는 기둥단면을 증가하여 재검토해야 한다는 것을 의미한다. 반복수행한 해석결과로부터 응답수정계수 1.5를 적용하면 동일한 T형 교각 교량이라든가 교각기둥 단면은 Φ 3.6m로 다르게 결정되지만 유일한 값을 제공한다는 것을 재확인하였다.

2.3 II형 교각 교량

탄성지진력을 결정하는 과정은 T형 교각 교량과 동일하나, II형 교각 교량의 경우는 표 7에 제시한 바와 같이 LC1에는 응답수정계수 3을 LC2에는 5를 적용하였으며 각 조합의 설계지진력은 고정단이 위치한 P1에서 결정되고 교각기둥의 모멘트 설계지진력은 응답수정계수 3을 적용한 LC1에서 결정되었다. Φ1.8m기둥의 설계강도는 850tf·m이고, 설계지진력이 484tf·m이므로 기둥단면의 직경을 감소하여 재검토하여야 하며 반복수행한 해석결과는 표 8과 같다. Φ1.3m 기둥의 설계강도가 설계지진력에 가장 근접하였으므로, II형 교각 교량의 경우도 응답수정계수의 적용으로 교각기둥 단면을 유일하게 결정할 수 있다는 것을 확인하였다.

3. 연성파괴미커니즘 검토

3.1 항복강도 분포의 결정

응답수정계수의 적용으로 교각기둥의 설계단면을 결정하였으므로 연결부분(강재받침)의 설계강도를 검토하여 연성 파괴미커니즘의 확보여부를 검토하여야 한다. 파괴미커니즘의 규명은 항복강도분포를 고려하여야 하며, 구조부재의 최소 및 최대항복강도는 각각 설계강도 및 초과강도로 간주할 수 있으므로, 강재받침과 교각기둥의 설계강도와 함께 초과강도를 포함한 항복범위를 설정하여 비교검토가 이루어져야 한다. 항복강도분포는 국내의 재료시공환경에 의해 결정되어야 하며, 콘크리트 압축강도 및 철근 항복강도의 측정치를 바탕으로 수행한 철근콘크리트 교각의 초과강도계수에 관한 연구(이재훈 등, 2005)가 있으나 아직 기준으로 제시되지 않은

상황이다. 그러므로 이 연구에서는 다음과 같이 항복강도분포를 가정하여 파괴미커니즘의 검토를 수행하였다:

- 강재받침의 전단력 : 공칭강도는 제작사가 제시한 값을 적용하고 공칭강도의 80%를 설계강도, 120%를 초과강도로 산정
- 교각기둥의 모멘트 : P-M상관도에 의해 공칭강도와 설계강도를 산정하고 초과강도는 공칭강도의 130%로 산정

파괴미커니즘의 검토는 항복강도분포(설계강도~초과강도)의 각 강도를 작용력(설계지진 시 탄성지진력)의 비로 계산한 항복범위를 강재받침과 교각기둥에 대해 산정하여 수행한다. 우선 T형 교각 교량(원 교각기둥 Φ3.0m)에 대한 파괴미커니즘의 검토를 예로 제시하고, 응답수정계수의 적용으로 교각기둥을 결정한, 즉 내진설계를 수행한 각 교량에 대해 연성파괴미커니즘을 확보하기 위해 요구되는 강재받침의 강도를 결정하여 제시하였다.

3.2 T형 교각 교량

T형 교각 교량의 교각기둥과 원설계에 제시된 강재받침의 항복강도분포는 표 9와 같다. 각 조합에서 구한 강재받침과

표 9 강재받침과 교각기둥의 항복강도분포

| 구분             | 설계강도  | 공칭강도 | 초과강도 |
|----------------|-------|------|------|
| 강재받침 수평력(tonf) | 120   | 150  | 180  |
| 교각기둥 모멘트(tf·m) | Φ3.0m | 3750 | 4700 |
|                | Φ2.5m | 2200 | 2900 |
|                | Φ3.6m | 6400 | 8280 |

표 10 강재받침과 교각기둥(Φ3.0m)의 작용력과 설계지진력

| 구분     | 탄성지진력          |      |      | R    | 설계지진력 |      |
|--------|----------------|------|------|------|-------|------|
|        | 교축             | 교축직각 | 합력   |      |       |      |
| P3 LC1 | 강재받침 수평력(tonf) | 512  | 96   | 521  | 1.0   | 521  |
|        | 교각기둥 모멘트(tf·m) | 7251 | 867  | 7303 | 3     | 2434 |
| P3 LC2 | 강재받침 수평력(tonf) | 181  | 307  | 356  | 1.0   | 356  |
|        | 교각기둥 모멘트(tf·m) | 2216 | 3231 | 3918 | 3     | 1306 |

교각기둥의 작용력(탄성지진력)과 설계지진력은 표 10과 같다. 교각기둥의 설계단면 결정은 LC1과 LC2 중 큰 설계지진력을 제시하는 하중조합으로 수행할 수 있으나, 파괴메카니즘의 검토는 하중조합 모두에 대해 검토하여야 한다.

표 9와 표 10을 사용하여 강제받침과 교각기둥의 강도/작용력 비를 산정한 결과는 표 11과 같고 그림 5에는 강제받침(원설계)과 교각기둥의 항복범위를 표시하였다. 원설계에 제시된 강제받침으로는 LC1과 LC2 모두 강제받침이 먼저 파괴되는 취성파괴메카니즘임을 알 수 있으며, 연성파괴메카니즘을 확보하기 위해서는 LC2에서 강제받침의 설계강도/작용력 비가 교각기둥의 초과강도/작용력 비인 1.56이상이 되도록 변경해야 함을 알 수 있다. 즉 강제받침의 설계강도는 작용력 356tonf의 1.56배인 556tonf이상이 되어야 한다. 강제받침의 설계강도가 556tonf의 경우 항복범위는 LC2에서 1.56~2.34, LC1에서 1.07~1.60으로 산정되고, 그림 5에 강제받침(설계변경)으로 표시한 결과와 같이 LC1 또한 교각기둥의 항복이 우선되는 연성파괴메카니즘이 확보된다는 것을 확인할 수 있다. 그러나 이 값은 표 10의 LC1에서 제시한 강제받침의 설계지진력 521tonf보다 크다. 그러므로 실무에서 일반설계와 마찬가지로 교각기둥(φ3.0m)의 설계강도 3750tf·m가 응답수정계수 3을 적용한 설계지진력 2434tf·m를 만족한다고 간주하고 강제받침의 설계강도만 521tonf로 한다면, LC1은 연성파괴메카니즘이 확보되지만 LC2는 취성파괴메카니즘의 가능성을 배제할 수 없음에 주의해야 한다.

표 11 강제받침과 교각기둥(φ3.0m)의 강도/작용력 비

| 구분  |      | 설계강도 / 작용력 | 공칭강도 / 작용력 | 초과강도 / 작용력 |
|-----|------|------------|------------|------------|
| P3  | 강제받침 | 0.23       | 0.29       | 0.35       |
| LC1 | 교각기둥 | 0.51       | 0.64       | 0.84       |
| P3  | 강제받침 | 0.34       | 0.42       | 0.51       |
| LC2 | 교각기둥 | 0.96       | 1.19       | 1.56       |

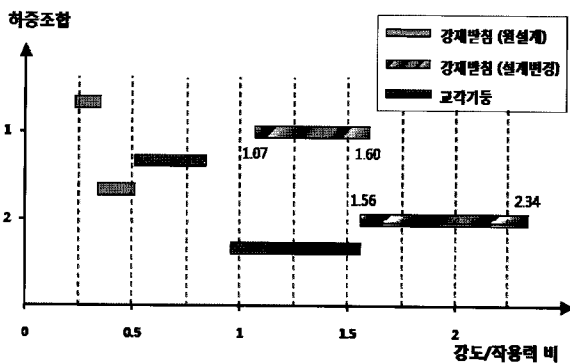


그림 5 강도/작용력 비에 의한 하중조합 별 항복범위 (교각기둥 φ3.0m)

응답수정계수 3을 적용하여 결정한 교각기둥 φ2.5m의 경우 강제받침과 교각기둥의 작용력과 설계지진력은 표 12에 제시한 바와 같고, 표 9와 표 12에서 강도/작용력 비를 산정한 결과는 표 13과 같다. 표 13에서 연성파괴메카니즘을 확보하기 위해서는 LC2에서 강제받침의 설계강도를 336tonf의 1.04배 이상으로 설계하여야 한다는 것을 알 수 있다. 이 값은 LC1에서 제시한 강제받침의 설계지진력 452tonf보다 작으므로 현 설계기준을 적용하면 보다 안전측이 된다. φ3.0m 교각기둥의 경우와 비교하면 강제받침에 요구되는 설계강도는 556tonf에서 350tonf로 현저하게 감소하는 것을 확인할 수 있다.

응답수정계수 1.5를 적용하여 결정한 교각기둥 φ3.6m의 경우 강제받침과 교각기둥의 작용력과 설계지진력은 표 14와 같고, 표 9와 표 14에서 강도/작용력 비를 산정한 결과는 표 15와 같다. 이 경우 역시 연성파괴메카니즘을 확보하기 위해서는 LC2에서 강제받침의 설계강도를 369tonf의 2.56배인 945tonf이상으로 설계해야 한다.

표 12 강제받침과 교각기둥(φ2.5m)의 작용력과 설계지진력

| 구분        |                 | 탄성지진력 |      |      | R   | 설계지진력 |
|-----------|-----------------|-------|------|------|-----|-------|
|           |                 | 교축    | 교축직각 | 합력   |     |       |
| P3<br>LC1 | 강제받침 수평력 (tonf) | 442   | 93   | 452  | 1.0 | 452   |
|           | 교각기둥 모멘트 (tf·m) | 6245  | 789  | 6295 | 3   | 2098  |
| P3<br>LC2 | 강제받침 수평력 (tonf) | 154   | 299  | 336  | 1.0 | 336   |
|           | 교각기둥 모멘트 (tf·m) | 1894  | 3079 | 3615 | 3   | 1205  |

표 13 강제받침과 교각기둥(φ2.5m)의 강도/작용력 비

| 구분  |      | 설계강도 / 작용력 | 공칭강도 / 작용력 | 초과강도 / 작용력 |
|-----|------|------------|------------|------------|
| P3  | 강제받침 | 0.27       | 0.33       | 0.40       |
| LC1 | 교각기둥 | 0.35       | 0.46       | 0.60       |
| P3  | 강제받침 | 0.36       | 0.45       | 0.54       |
| LC2 | 교각기둥 | 0.61       | 0.80       | 1.04       |

표 14 강제받침과 교각기둥(φ3.6m)의 작용력과 설계지진력

| 구분        |                 | 탄성지진력 |      |      | R   | 설계지진력 |
|-----------|-----------------|-------|------|------|-----|-------|
|           |                 | 교축    | 교축직각 | 합력   |     |       |
| P3<br>LC1 | 강제받침 수평력 (tonf) | 666   | 90   | 672  | 1.0 | 672   |
|           | 교각기둥 모멘트 (tf·m) | 9436  | 808  | 9471 | 1.5 | 3157  |
| P3<br>LC2 | 강제받침 수평력 (tonf) | 225   | 293  | 369  | 1.0 | 369   |
|           | 교각기둥 모멘트 (tf·m) | 2862  | 3082 | 4206 | 1.5 | 1402  |

표 15 강제받침과 교각기둥(φ3.6m)의 강도/작용력 비

| 구분        |      | 설계강도 /작용력 | 공칭강도 /작용력 | 초과강도 /작용력 |
|-----------|------|-----------|-----------|-----------|
| P3<br>LC1 | 강제받침 | 0.18      | 0.22      | 0.27      |
|           | 교각기둥 | 0.68      | 0.87      | 1.14      |
| P3<br>LC2 | 강제받침 | 0.33      | 0.41      | 0.49      |
|           | 교각기둥 | 1.52      | 1.97      | 2.56      |

이는 LC1에서 제시한 672tonf보다 현저하게 크므로 현 설계기준을 적용하면 연성파괴미케니즘을 확보하지 못하는 결과를 초래한다는 것을 확인할 수 있다. 또한 이 경우는 교각 기둥의 형상비가 7.0/3.6≅1.9가 되므로 소성거동에 의한 기둥하부의 소성힌지 생성이 가능한가에 대한 검토가 요구된다.

### 3.3 II형 교각 교량

II형 교각 교량에서 검토한 교각기둥과 원설계에 제시된 강제받침의 항복강도분포는 표 16과 같다.

응답수정계수의 적용으로 교각기둥의 설계단면을 결정하고, 결정단면인 교각기둥 φ1.3m를 사용하여 각 조합에서 구한 강제받침과 교각기둥의 작용력과 설계지진력을 표 17에 제시하였으며 표 16을 고려하여 산정한 강도/작용력 비는 표 18에 제시한 바와 같다. II형 교각 교량의 경우에도 연성과

표 16 강제받침과 교각기둥의 항복강도분포

| 구분              |       | 설계강도 | 공칭강도 | 초과강도 |
|-----------------|-------|------|------|------|
| 강제받침 수평력(tonf)  |       | 120  | 150  | 180  |
| 교각기둥 모멘트 (tf·m) | φ1.8m | 850  | 1100 | 1430 |
|                 | φ1.3m | 325  | 415  | 540  |

표 17 강제받침과 교각기둥(φ1.3m)의 작용력과 설계지진력

| 구분        |                | 탄성지진력 |      |     | R   | 설계지진력 |
|-----------|----------------|-------|------|-----|-----|-------|
|           |                | 교축    | 교축직각 | 합력  |     |       |
| P1<br>LC1 | 강제받침 수평력(tonf) | 93    | 34   | 99  | 1.0 | 99    |
|           | 교각기둥 모멘트(tf·m) | 962   | 97   | 967 | 3   | 322   |
| P1<br>LC2 | 강제받침 수평력(tonf) | 33    | 112  | 117 | 1.0 | 117   |
|           | 교각기둥 모멘트(tf·m) | 304   | 311  | 435 | 5   | 87    |

표 18 강제받침과 교각기둥(φ1.3m)의 강도/작용력 비

| 구분        |      | 설계강도 /작용력 | 공칭강도 /작용력 | 초과강도 /작용력 |
|-----------|------|-----------|-----------|-----------|
| P1<br>LC1 | 강제받침 | 1.21      | 1.52      | 1.82      |
|           | 교각기둥 | 0.34      | 0.43      | 0.56      |
| P1<br>LC2 | 강제받침 | 1.03      | 1.28      | 1.54      |
|           | 교각기둥 | 0.75      | 0.95      | 1.24      |

파괴미케니즘을 확보하기 위해서는 LC2에서 강제받침의 설계 강도를 117tonf의 1.24배 이상으로 설계해야 한다. 그러므로 현 설계기준에 의해 LC2에서 제시한 117tonf는 연성과 파괴미케니즘을 확보할 수 없다는 것을 재확인하였다.

## 4. 결 론

이 연구에서는 T형 및 II형 교각을 하부구조로 하는 두 개의 강상자형 교량을 해석대상교량으로 선정하고, 도로교설계기준에 제시된 중진지역 설계조건 및 응답수정계수를 적용하여 스펙트럼해석을 수행하였다. 이러한 설계결과가 내진설계에서 기본개념으로 요구되는 붕괴방지수준을 만족하는 최선의 방법인 연성파괴미케니즘을 확보하는가를 검토하였으며, 이 과정에서 응답수정계수의 역할 및 설계기준에 보완해야 하는 사항을 검토하였다. 이 연구결과는 다음과 같이 요약할 수 있다.

하부구조에 제시된 특정 응답수정계수를 적용하면 교각기둥의 설계단면을 유일하게 결정할 수 있다는 것을 확인하였다. 이는 일반설계의 설계강도 결정방식과 다르다는 것을 실무에서 유의해야 한다. 또한 타 설계기준은 동일한 하부구조에 다른 응답수정계수를 적용할 수 있도록 규정하고 있는데, 이 경우에도 교각기둥의 설계단면은 유일하게 결정된다는 것을 재확인하였다.

도로교설계기준에 규정되어 있는 응답수정계수는 하부구조 및 연결부의 설계강도 결정으로 연성파괴미케니즘을 유도하기 위한 단순화한 방법을 제시한 것이다. 그러나 항복강도분포를 고려한 검토결과는 연성파괴미케니즘의 확보여부가 불확실하다는 것을 확인하고 있다. 파괴미케니즘의 규명에 따라 설계의 방향이 달라지므로 이에 대한 설계기준의 보완이 요구된다. 그러므로 항복강도분포를 결정할 수 있는 방법, 하부구조의 연성거동 가능성 및 연성파괴미케니즘을 확보할 수 없는 경우 붕괴방지수준을 만족할 수 있는 대안 등에 대한 조항이 설계기준에 제시되어야 한다.

## 감사의 글

이 논문은 2006년도 부경대학교 연구년 교수지원에 의하여 연구되었음(PS-2006-017).

## 참 고 문 헌

김익현, 이종석, 이윤복, 김원섭, 선창호 (2003) 50% 주철근 겹침이음을 갖는 중실 및 중공 사각단면 교각의 거동특

- 성, 한국지진공학회 논문집, 7(5), pp.25~36.
- 김재관, 김익현, 임현우, 전귀현** (2001) 수평 반복하중을 받는 비내진상세 RC 중실원형교각의 거동특성, 한국지진공학회 논문집, 5(4), pp.83~95.
- 김태훈, 박재근, 진병무, 신현목** (2005) 비부착 텐던을 갖는 철근콘크리트 교각의 비탄성거동에 관한 해석적 연구, 대한토목학회 논문집, 25(5A), pp.813~822.
- 고현무, 조근희, 조호현** (2002) 유연도법 섬유요소모델에 의한 반복하중을 받는 철근콘크리트 교각의 연성능력 평가, 한국지진공학회 논문집, 6(3), pp.11~21.
- 송준엽, 권영봉, 김성곤** (2001) 반복하중을 받는 콘크리트충전 강합성 기둥의 연성에 관한 연구, 한국지진공학회 논문집, 5(6), pp.11~19.
- 이재훈, 고성현, 최진호** (2005) Re-evaluated Overstrength Factor for Capacity Design of Reinforced Concrete Bridge Column, 지진공학연구센터 2004 Annual Report
- 이재훈, 손혁수, 고성현, 최진호** (2002) 철근콘크리트 교각의 연성요구량에 따른 내진설계, 2002년 한국지진공학회 추계 학술발표회 논문집, pp.316~321.
- 정영수, 이은희, 박창규** (2004) 형상비 2.5의 RC 교각의 내진 곡률연성도, 한국지진공학회 논문집, 8(3), pp.1~12.
- 정영수, 이대형, 박창규** (2005) 겹침이음 및 보강된 철근콘크리트 교각의 내진성능평가를 위한 Macro모델, 대한토목학회 논문집, 25(5A), pp.857~864.
- 한국도로교통협회** (2005) 도로교설계기준, pp.471~510.
- AASHTO** (2004) AASHTO LRFD Bridge Design Specification.
- CEN** (1994) EUROCODE 8, Part 2: Bridges.
- Midas IT** (2001) Midas/Civil User Manual.