

# 입체 라멘 교각 구조물의 파괴 패턴 및 간이 내진성능 평가법

## Failure Pattern of Space Frame Pier Structures and Simple Check Method for Seismic Performance

김 익 현\*  
Kim, Ick Hyun

### 국문요약

많은 수의 기존구조물의 내진보강 여부를 효율적으로 판단하기 위해서는 다단계로 구성되는 평가 시스템을 도입하는 것이 바람직하다. 본 연구에서는 지진 피해를 입은 입체라멘 구조물의 피해원인을 지반 및 구조물의 특성에 따라 조사, 검토하였으며 부재의 전단-휨 강도 여유도가 구조물의 내진성능에 밀접한 관계가 있음을 보여 주고 있다. 전단-휨 강도 여유도를 이용하여 대상 구조물의 내진성능 보강 여부를 1차적으로 평가할 수 있는 1차 평가법을 제시하였으며 그 유효성을 구조물의 피해도와 비교하여 확인하였다.

주요어 : 내진성능, 라멘구조, 전단-휨 강도

### ABSTRACT

In order to check the necessity of seismic reinforcement for a great number of existing structures effectively, it might be desirable to introduce the multi-step seismic evaluation system. This paper presents close relationships between shear-to-moment capacity ratio of a member and seismic performance of structures concerned through the failure mechanism investigation in the view of geological and structural characteristics. Based on it, the simple seismic performance evaluation method has been proposed and its effectiveness was verified by comparing with the damage condition of structures damaged under Hyogo-Ken Nambu Earthquake.

**Key words** : seismic performance, frame structure, shear-to-moment capacity

### 1. 서 론

1995년 1월, 리히터 지진계로 지진규모(magnitude) 7.2를 기록한 효고현 남부 지진에 의하여 고베 시 지역에 인명 및 구조물에 큰 피해가 발생하였다. 도시의 기간시설물을 구성하는 구조물인 도로 및 철도 구조물의 RC교각과 지하철과 같은 지하 박스 구조물에도 심각한 피해가 발생하였다. 지진 발생 후, 고베 해양 기상대에서 관측된 818 gal의 최대 지반가속도

에 근거하여 이러한 심각한 피해는 예상치 못한 큰 입력지진에 의한 것이라는 견해가 지배적이었다. 그러나, 심한 피해를 입은 RC 구조물 중 상당수가 전단에 의한 파괴형태를 보이고 있어 이러한 피해가 큰 입력지진에 의해서만 아니라 구조물 자체의 충분하지 못한 내진성능에 의한 것임을 알 수 있다.

이번 지진을 계기로 일본의 토목 관련 콘크리트 구조물의 내진설계는 기존의 시방규정 설계방법에서 벗어나 구조물의 소요내진성능을 확보하는 성능규정 설계방법으로 변경되고 있다. 그 일환으로 일본토목학회의 콘크리트 표준시방서의 내진설계편이 독립된 시방서의

\* 지진공학연구센터 연구원  
본 논문에 대한 토의를 9월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

형태로 개정되었으며 성능규정 설계를 위한 입력지진 및 구조물의 소요성능 등을 나타내는 상위 개념을 규정하고 있다.<sup>(1)</sup> 기존 구조물의 내진성능도 신설구조물에서 요구되는 수준의 내진성능을 확보하는 것이 요구된다. 따라서, 내진성능이 부족한 구조물에 대해서는 적절한 내진보강이 실시된다. 수 많은 기존구조물에 대해 내진보강 여부를 판단하기 위해서는 합리적이고도 적절한 평가 시스템이 요구된다. 이러한 평가 시스템은 작업의 효율성을 감안하여 다단계 평가시스템을 도입하는 것이 합리적이다. 즉, 1차적으로 구조물과 관련한 간단한 정보를 이용하여 내진성능을 검토하고 1단계 작업으로 보강여부의 판단이 불확실한 경우에 한하여 구조물의 비선형응답 특성을 고려한 수치해석 또는 응답 스펙트럼을 이용한 2단계 검토작업을 수행한다(그림 1).

본 연구에서는 효고현 남부지진에 의해 실제로 피해를 입은 입체라멘 구조물의 피해원인을 지반의 특성 및 구조물의 특성과 관련하여 분석하여 1단계 내진성능 평가를 위한 간단하고도 적합한 방법을 제안하고 있다.

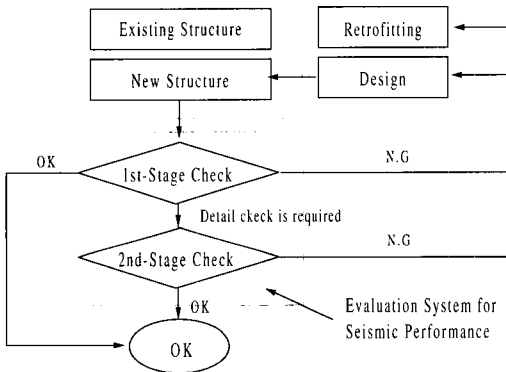


그림 1 콘크리트 구조물의 내진성능 평가 시스템

## 2. 대상구조물의 특징 및 피해 상황

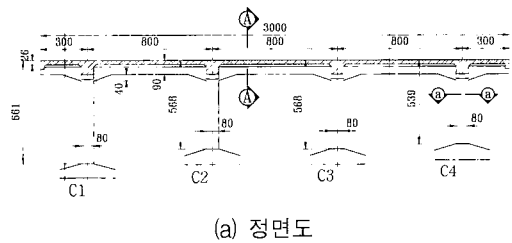
### 2.1 대상구조물의 특징

본 연구의 대상구조물은 JR(Japan railway) 수미요시 역에서 로코미치 역 사이의 2km 구

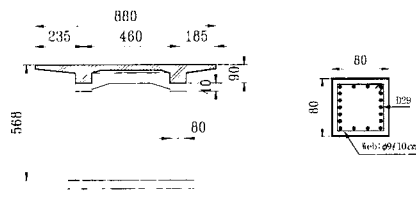
간에 걸쳐 건설된 79기의 다경간 입체 라멘 고가교이다. 도로교와 달리 철도교에서는 주행시의 열차의 탈선을 막기 위하여 도로교 교각에 비해 변형도가 적은 라멘 구조물이 널리 이용되고 있다.

그림 2 에서와 같이 본 구간의 대상구조물의 전형적인 형태는 3경간 연속교로 1기의 교장은 30m이며 교각의 단면은 대다수가 80cm에서 110cm 사이에 존재한다. 교각의 높이는 교량이 건설된 지반의 높이에 의해 큰 차이를 보이고 있으며 대상노선의 시점부와 종점부의 지반고가 높아 상대적으로 낮은 고가교가 이 지역에 집중되어 있다(그림 3).

교각의 주철근의 철근비는 대략 0.7%-2%이며 평균적으로 1.5%이다. 횡방향 구속철근은 직경 9mm의 철근으로 교각이 기초부 또는 상부 슬래브와 만나는 조인트부에 10cm의 간격으로 배치되어 있다. 교각의 평균 단면 크기를 90cm로 생각할 때 횡방향 구속철근의 철근비는 대략 0.07%가 된다. 현 콘크리트 시방서에는 지진하중에 저항하는 주요한 부재에 대해서는 0.2% 이상의 횡방향 구속 철근을 배근하도록 규정하고 있어 대상 구조물의 횡방향 구속 철근량은 매우 적다고 할 수 있다.



(a) 정면도



(b) 정면도(A-A)

(c) 교각 배근(a-a)

그림 2 전형적인 입체 라멘 구조

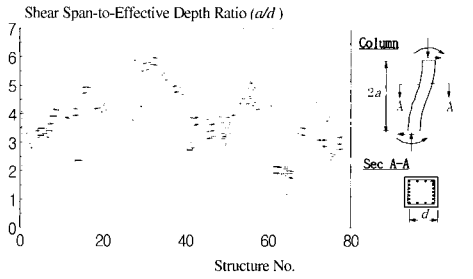


그림 3 전단경간-유효높이(a/d) 비의 분포도

## 2.2 피해 상황

지진 후 대상구조물의 피해상황은 조사단에 의해 상세히 조사되었으며 파괴형태에 따라 부재에 큰 사인장 균열이 발생한 전단 파괴형과 콘크리트의 박리 및 주철근의 좌굴현상을 보인 휨파괴 형태로 분류하였다. 또한, 피해 정도에 따라 A, B 및 C 등급으로 분류하였다(표 1). 대상구조물의 파괴형태 및 피해 등급을 그림으로 도시하면 그림 4 와 같다. 그림에서 S는 전단에 의한 피해, M은 휨에 의한 피해를 각각 나타낸다. 노선의 시,종점부의 구조물이 전단파괴 형태의 심한 피해를 입었음을 알 수 있다. 이는 그림 3에서 보는바와 같이 이 구간의 구조물은 교각의 전단경간-유효높이 비(a/d)가 작기 때문이다. 상대적으로 전단경간-유효높이 비가 큰 구조물이 집중되어 있는 노선의 중앙부에서는 휨에 의한 피해 양상을 보여 주고 있다.

## 3. 피해도 분석

대상구조물의 피해 원인을 구조물이 위치한 지반에 의한 영향과 구조물 자체의 특성에 의한 영향으로 나누어 검토하였다. 즉, 표층지반의 특성에 의한 지진운동의 증폭특성을 고려할 수 있도록 지반의 종류에 따른 구조물의 피해정도의 상관성을 검토하였다. 단일 질점계 구조물의 지진하중에 대한 저항력은 구조물의 에너지 흡수능력으로 표현할 수 있으며 이는 구조물의 최대 저항력과 변형능력의 적으로 간략하게 나타낼 수 있다. 따라서 본 연구에서는 지진 시 구조물의 저항 능력을 나타내는 최대 저항응답 가속도(maximum bearing response acceleration)와 변형능력을 나타내는 연성도(ductility) 따른 구조물의 피해정도의 상관성을 검토하여 대상 구조물의 파괴 원인을 살펴보고 구조물의 내진성을 간편하게 검토할 수 있는 인자를 도출한다.

### 3.1 지반특성과 피해의 연관성

#### 3.1.1 지형적, 지질학적 특징

대상구조물이 위치한 지역의 지층은 그림 5에서와 같이 4개의 지층으로 구성되어 있다. 이들 지층의 전단파 속도는 각종 실험을 통하여 개략적으로 알려져 있다. 기반암("D"로 표기)은 북측의 산악지역인 로코산에 노출되어 있으며 남측의 해안으로는 경사지게 분포되어 있다. 지진파의 증폭에 크게 영향을 미치는 표층("A"로

표 1 구조물의 피해 등급 및 피해 특성

	전단피해(shear)	휨 피해(moment)
A	사인장 전단균열 횡구속 철근의 항복 및 파단 주형 및 상부 슬래브의 낙하/붕괴	피복 콘크리트의 박리 주철근의 큰 좌굴 주형 및 상부 슬래브의 낙하/붕괴
B	사인장 전단균열 횡구속 철근의 항복 및 파단 주형 및 상부 슬래브의 침하/변형	피복 콘크리트의 박리 주철근의 좌굴 주형 및 상부 슬래브의 침하/변형
C	사인장 전단균열	피복 콘크리트의 박리 주철근의 작은 좌굴

표기)의 특성은 이 지역에서 실시된 수 많은 보오링 로그에 의해 결정할 수 있다. 대상구조물의 노선을 따라서도 10개의 보오링 로그가 작성되어 있었으며 이들의 특성치( $T_G$ )는 표 2와 같다.

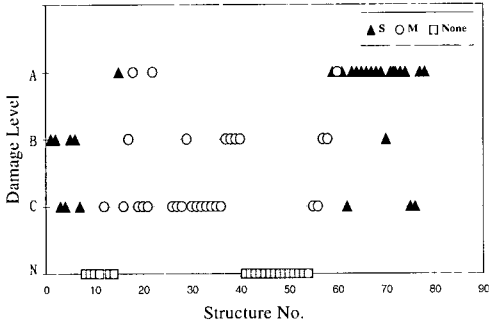


그림 4 대상구조물의 피해도

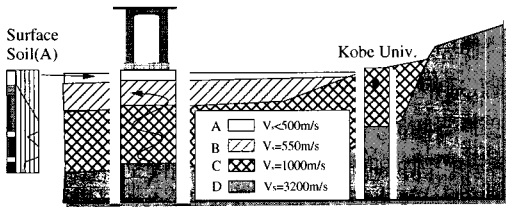


그림 5 대상지역의 지층구조

표 2 표층지반의 분류

보오링 번호	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10
$T_G$ (초)	0.18	0.31	0.37	0.22	0.37	0.17	0.26	0.20	0.10	0.16
지반분류	1종	2종				1종	2종	1종		

여기서, 특성치( $T_G$ )는 식 (1)과 같다.

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \quad (1)$$

여기서,  $H_i$ 는  $i$ 번째 지층의 두께,  $V_{si}$ 는 평균 전단파 속도이며 식 (2) 및 식 (3)으로 주어진다.

$$V_{si} = 100N_i^{1/3} \quad (1 < N < 25) \text{ 점토층의 경우} \quad (2)$$

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} \quad (1 < N < 50) \text{ 사질층의 경우} \quad (3)$$

여기서,  $N_i$ 는 표준관입시험에 의한  $N$ 치이다.

일본의 도로교 시방서에서는 토질의 특성치에 의해 지반을 3종류로 분류하고 있다.<sup>(2)</sup> 즉, 특성치가 0.2초 이하인 경우 1종지반, 0.2-0.6초인 경우 2종지반, 0.6초보다 큰 지반을 3종 지반으로 분류하고 있으며 지반의 종류에 따라 교각의 내진설계시 각기 다른 지진하중 보정계수를 채택하고 있다. 이 기준에 의하여 표층 지반을 분류하면 1종 지반과 2종지반으로 구성되며 산악지역에 가까운 노선의 시중점부가 비교적 단단한 지반인 1종지반으로 되어 있다(표 2).

### 3.1.2 예상 입력지진

그림 5 에서와 같이 대상구조물로부터 1.5km 가량 북측의 산악지역에 위치한 고베대학에서 지진파가 관측되었다. 이 곳의 지진파의 최대지반가속도는 노선방향인 동서방향으로 305gal, 노선의 직각방향인 남북 방향으로 270gal이다. 대상구조물의 입력지진의 크기를 예측하기 위하여 고베대학의 지진파를 등가선형해석법<sup>(3)</sup>을 이용하여 역해석하여 기반암의 지진파를 산출하였다. 그리고 이 지진파를 대상구조물의 기반암("D")에서의 입력지진파로 하여 표층지반의 차이에 의한 지진파의 증폭 크기를 해석하였다. 그림 6 은 보오링 로그에 따른 각 방향으로의 최대지반 가속도의 크기를 나타내고 있다. 대략 동서방향으로 500gal, 남북방향으로 700gal 정도의 최대지반가속도가 얻어졌다.

그림 7 은 지반의 종류에 따른 최대지반 가속도를 도시한 것으로 대체적으로 동일한 입력지진에 대해 1종지반에 비해 2종지반에서 크게 증폭됨을 알 수 있다.

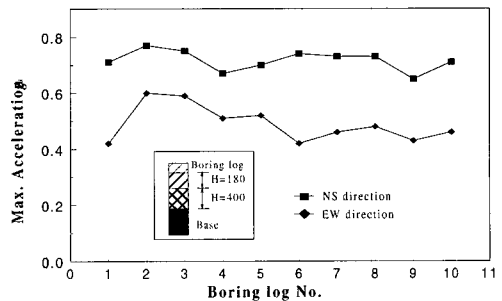


그림 6 지표면에서의 최대지반가속도 분포

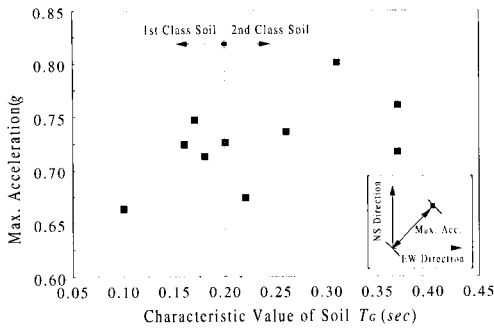


그림 7 특성치 (T<sub>G</sub>)에 따른 최대지반 가속도

### 3.1.3 지반특성과 피해의 연관성

표층지반의 영향에 의한 구조물 피해의 연관성을 알아보기 위해 지반의 특성치에 대한 구조물의 피해정도를 그림 8에 나타내었다. 동일한 지반 특성치에 동일한 피해 정도의 구조물이 복수로 존재하더라도 그림에서는 중복되므로 1개의 마크가 1기의 구조물을 의미하지는 않는다. 그림 8에서와 같이 비교적 지진과의 증폭이 작은 지반인 1종지반에서도 피해도가 큰 A, B급의 피해 구조물이 다수 존재하며 역으로 증폭율이 큰 2종 지반에서는 피해가 작은 C급 및 피해가 없는 구조물이 다수 존재한다. 즉, 지반의 종류에 따른 구조물의 피해 크기에는 뚜렷한 연관성이 보이지 않는다. 따라서 구조물의 피해정도는 지반의 종류보다는 오히려 구조물 자체의 특성에 크게 영향을 받는다는 것을 알 수 있다.

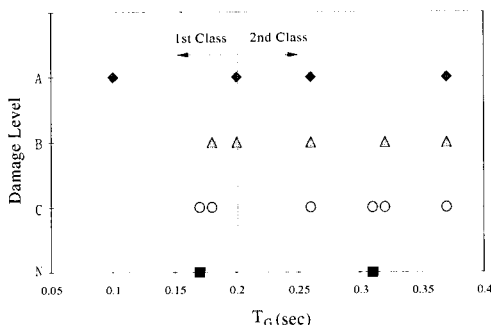


그림 8 토질 특성치에 따른 구조물 피해도

## 3.2 최대 저항 응답가속도와 피해의 연관성

### 3.2.1 최대저항 응답가속도

(maximum bearing response acceleration)

정적인 설계하중에 대한 구조물의 설계는 설계하중 이상의 강도를 보유하도록 설계하게 된다. 즉, 구조부재의 강도가 클수록 설계하중에 대해 강한 구조물이 된다. 그러나, 지진에 의해 구조부재에 도입되는 지진하중의 크기는 구조물의 응답가속도의 크기에 의존한다. 이 응답가속도는 입력지진의 특성과 구조물의 특성에 따라 결정된다. 단일질점계의 구조물에 도입되는 지진하중의 크기는 구조물의 응답가속도의 크기와 구조물의 질량의 곱으로 간단하게 표현할 수 있다. 따라서 동일한 응답가속도를 갖는 구조물인 경우 상부의 중량이 작을수록 구조부재에 작용하는 지진력의 크기는 작아져 구조물의 내하력이 작아도 지진하중에 견디게 된다. 따라서, 구조물의 최대내하력(P<sub>max</sub>) 및 관성력이 도입되는 상부중량(W<sub>super</sub>)의 비는 지진하중에 대한 구조물의 강약을 평가할 수 있는 하나의 요소이다. 최대내하력(P<sub>max</sub>)과 관성력이 도입되는 상부중량(W<sub>super</sub>)의 비는 구조물이 저항할 수 있는 최대응답가속도에 상응하기 때문에 본 연구에서는 이를 최대저항응답가속도(maximum bearing response acceleration)로 정의하기로 한다. 만약, 대상으로 하는 지진운동에 의해 구조물에 도입되는 응답가속도의 크기가 최대저항응답가속도 이하이면 구조물은 파괴되지 않고 생존하게 되지만 그 이상의 응답가속도 도입되면 구조부재가 저항할 수 있는 내하력(P<sub>max</sub>) 이상의 지진력이 도입되어 단면력 자체로는 지진력에 대항할 수 없게 된다. 만약 구조물이 충분한 연성을 확보하여 내하력 이상으로 도입되는 지진력에 대해 에너지를 충분히 흡수할 수 있다면 구조물은 붕괴되지 않게 된다.

### 3.2.2 피해의 연관성

그림 9는 대상구조물의 최대 저항 응답가속

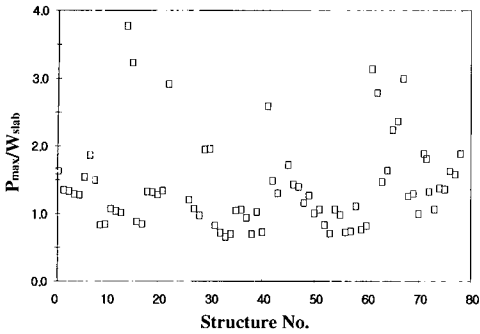


그림 9 구조부재의 최대저항 응답가속도

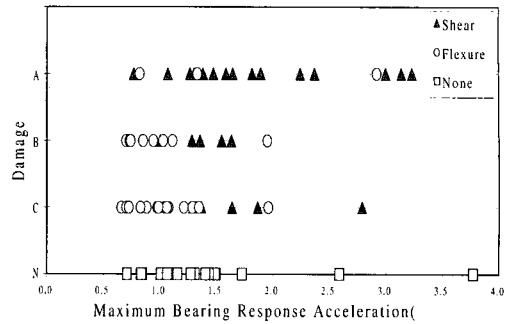


그림 10 최대저항 응답 가속도에 따른 구조 피해도

도의 크기를 나타내고 있다. 여기서는 계산을 간단하게 하기 위하여 교각 및 상부거더의 무게를 제외한 순수한 상부 슬래브의 무게만을 상부중량( $W_{slab}$ )으로 고려하고 있어 비교적 큰 수치를 보이고 있다. 만약, 교각의 1/2 및 상부 거더의 중량을 함께 고려하면 상부중량( $W_{slab}$ )은 대략 2배 정도가 되어 대상구조물의 최대 저항 응답가속도의 크기는 대략 1/2수준으로 줄어든다. 따라서 대상구조물은 평균적으로 0.4g 정도의 응답가속도에 저항할 수 있는 구조물임을 알 수 있다.

그림 10은 최대저항응답가속도와 구조물의 피해 연관성을 알아보기 위하여 도시한 그림이다. 큰 최대저항응답가속도를 가진 구조물임에도 불구하고 심각한 피해를 보이고 있어 큰 지진(3.3절의 레벨 2 지진운동에 해당)에 대한 구조물의 내진성 평가에는 최대저항응답가속도가 충분하지 않음을 알 수 있다. 이는 큰 지진 하에서 구조물에 도입되는 지진력의 크기는 구조물의 최대 내하력( $P_{max}$ ) 이상으로 그 피해는 구조물의 변형능력과 큰 상관관계가 있음을 암시하고 있다.

### 3.3 전단-휨 저항 여유도(Shear-to-moment capacity ratio)와 피해의 연관성

#### 3.3.1 내진규정

내진성능에 기초한 철근콘크리트 구조물의 설계는 대상으로 하는 입력지진에 대해 구조

물의 소요내진성능을 확보하도록 실시된다. 일본의 개정 콘크리트 시방서<sup>(1)</sup>에는 아래와 같은 2단계의 설계지진을 설정하고 있다.

- 레벨 1 : 구조물의 내용기간내에 여러번 발생하는 크기의 지진운동
- 레벨 2 : 구조물의 내용기간내에 발생할 확률이 매우 작은 강한 지진운동

또한, 구조물의 내진성능은 아래와 같은 3단계로 구분하고 있다.

- 내진성능 1 : 지진 후에도 기능은 건전하고 보수작업 없이 사용 가능하다
- 내진성능 2 : 지진 후 단시간 내에 회복 가능하고 보강을 필요로 하지 않는다.
- 내진성능 3 : 지진에 의해 구조물 전체 시스템이 붕괴되지 않을 것

레벨 1 지진에 대해서는 내진성능 1을 레벨 2 지진에 대해서는 내진성능 2 또는 3을 만족하도록 규정하고 있다.

#### 3.3.2 전단강도

콘크리트 부재의 전단강도는 크기효과에 크게 영향을 받는다. 본 연구의 대상구조물은 1970년대의 시방 규정에 의해 허용응력법으로 설계된 구조물이다. 당시의 전단강도 평가식은 단면의 크기가 작고 인장철근이 많이 배치된

시험체의 전단 실험에 의하여 결정된 것으로 단면이 큰 실 구조물의 전단강도보다는 항상 과대평가된 실험식이다. 단면 크기의 증가에 따른 전단강도의 저하를 고려하여 일본 토목 학회의 시방서에서도 크기효과를 고려한 허용 전단응력 값을 1986년 이래 채용하고 있다(그림 11). 따라서 과거의 시방 규정으로 설계된 구조물의 실제 전단강도는 당시의 예측치 보다 훨씬 작아 전단파괴가 일어나기 쉬운 구조물임을 알 수 있다.

본 연구에서의 콘크리트 전단강도 평가식은 크기효과, 인장철근비, 축력의 영향을 고려할 수 있는 일본토목학회 콘크리트표준 시방서의 평가식을 부재의 전단경간-유효높이 비의 영향을 고려할 수 있도록 보완된 아래의 실험식을 사용하였다.<sup>(4)</sup>

$$f_v = f_{v0} (0.75 + 1.4 \frac{d}{a}) \beta_p \beta_n \beta_d \quad (4)$$

여기서,  $a$ 는 전단경간 길이,  $d$ 는 부재의 유효높이,  $\beta_p, \beta_n, \beta_d$ 는 인장철근의 비, 축력 및 크기효과를 고려하는 보정계수이며 아래와 같이 정의된다.

$$f_{v0} = 0.20 f_c'^{1/3} \quad (5)$$

$$\beta_p = (100 p_c)^{1/3} \leq 1.5 \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \beta_n &= 1 + \frac{M_0}{M_d} \leq 2 \quad (\text{압축력 작용시}) \\ &= 1 + \frac{2M_0}{M_d} \geq 0 \quad (\text{인장력 작용시}) \end{aligned} \quad (7)$$

$$\beta_d = (\frac{100}{d})^{1/4} \leq 1.5 \quad (8)$$

여기서,  $f_c'$ 는 압축강도[MPa],  $p_c$ 는 인장철근비,  $M_0$ 는 축력에 의해 인장축 최연단에 발생하는 응력값을 해소시키는데 필요한 모멘트,  $M_d$ 는 설계 휨 모멘트이다.

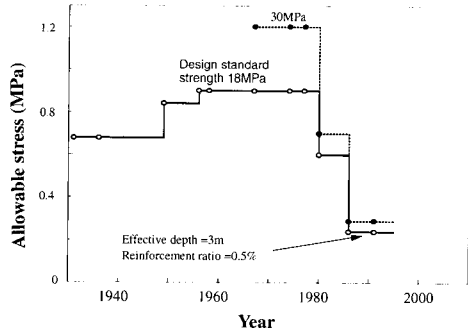


그림 11 일본의 콘크리트 전단 허용 응력도의 변천

### 3.3.3 피해의 연관성

정부의 반복하중(reversed cyclic load)을 받는 콘크리트 부재의 전단강도는 주철근 항복 후에 변위의 증가와 함께 줄어들게 된다.<sup>(6)</sup> 그러나 전단강도의 감소율은 아직 명백히 밝혀지지 않은 실정이다. 부재의 전단강도( $V_y$ )가 휨강도( $M_u/a$ )에 대해 충분한 여유를 가지고 있으면 부재는 주철근 항복 후에도 전단파괴에 이르지 않고 충분한 소성변형을 발휘하여 휨 파괴에 이르게 된다. Machida 및 Ishibashi 등도 부재의 전단-휨강도 여유도( $\frac{V_y \times a}{M_u}$ )가 부재의 연성도(ductility)에 중요한 연관 인자임을 연구를 통해 밝히고 있다.<sup>(6),(7)</sup>

따라서, 본 연구에서는 지진 시 구조물의 에너지 흡수능력을 나타내는 간단한 지표로서 전단-휨강도 여유도(shear-to-moment capacity ratio)를 도입하여 구조물의 피해도와의 연관성을 검토한다.

그림 12는 대상구조물 교각의 전단-휨강도 여유도를 나타낸 것으로 동일한 구조물에서도 교각의 높이에 따른 차이로 큰 변동을 보여 주고 있다. 구조물의 파괴는 가장 취약한 부재에서 발생하므로 한 구조물에서 전단-휨 강도 여유도가 가장 작은 부재의 값을 선택하여 구조물의 피해도와의 연관성을 검토하였다(그림 13).

전체적으로 볼 때 전단-휨 강도 여유도는 구조물의 피해도와 강한 상관성을 보이고 있다. 휨-강도 여유도가 작은 구조물에서는 전단에

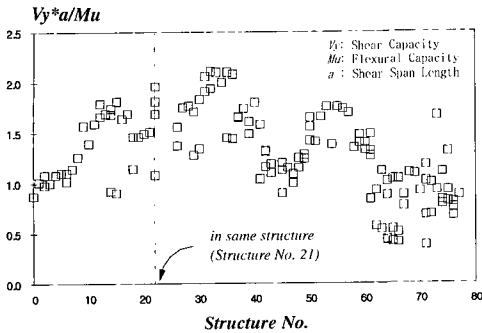


그림 12 구조 부재의 전단-휨 여유도

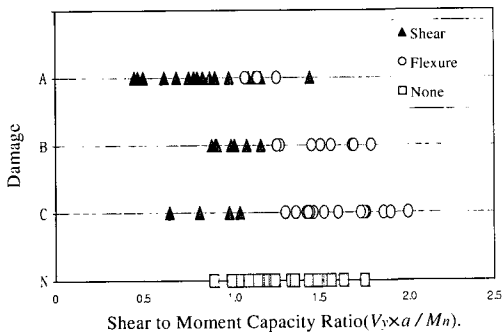


그림 13 전단-휨 강도 여유도에 따른 구조물의 피해도

의한 파괴로 큰 피해가 발생하였으며 큰 값을 지닌 구조물에서는 휨 파괴로 인한 피해도는 상대적으로 작다는 것을 확인할 수 있다.

## 4. 1차 내진성능 진단 요소

### 4.1 조사방법

콘크리트 부재의 전단강도가 과대 평가된 과거의 시방서 규정에 의해 설계된 콘크리트 구조물의 파괴형태는 크게 아래와 같은 3가지 형태로 구분할 수 있다.

1. 불안정한 사인장 균열의 진전에 따른 전단 파괴형
2. 주철근의 항복 및 좌굴을 동반한 휨 파괴
3. 주철근 항복 후의 사인장 균열의 진전이 복합된 전단파괴

콘크리트 구조물에 요구되는 소요 내진성능을 고려한다면 내진설계에 있어서 주철근 항복 이전의 전단파괴는 반드시 피하여야 한다. 교각의 대각선 방향으로 사인장 균열이 진전되어 교량의 상부구조가 자중에 의하여 사인장 균열면을 따라 미끄러져 결국 구조물 전체 시스템이 붕괴될 가능성이 매우 크기 때문이다. 즉 내진성능 3을 만족시킬 수 없게 된다.

그림 14는 대상구조물의 교각의 극한 모멘트와 주철근 항복시의 작용 모멘트의 비를 나타낸 것이다. 평균적으로 극한 모멘트의 80%에 해당하는 하중이 작용하면 부재의 주철근은 항복하는 것을 알 수 있다. 따라서, 전단-휨 강도 여유도가 0.8 이하인 경우는 주철근 항복 이전에 전단파괴에 이르게 된다. 그러나, 실제의 재료강도는 설계기준강도 이상으로 설계기준 강도를 이용한 전단-휨강도의 여유도 보다 훨씬 작아지게 된다. 그림 15에서 실제의 재료강도가 설계기준강도 보다 콘크리트에서 40%, 철근에서 20% 정도 큰 경우 전단-휨강도 여유도는 10% 정도 작아지는 것을 알 수 있다. 이러한 재료 강도의 변동을 고려한다면 전단-휨 강도 여유도가 0.9 이하인 구조물은 주철근 항복 이전에 전단파괴 할 가능성이 매우 높아 내진 보장을 필요로 하게 된다(식 (9)).

그러나, 휨 파괴의 경우 비록 콘크리트의 박리와 좌굴이 동반되어 구조부재의 내하력이 저하되더라도 붕괴되지 않고 상부구조를 지지하게 되어 내진성능3을 만족시키게 되므로 내진성능 향상을 위한 추가적인 보강작업을 필요로 하지 않는다. 앞서 언급되었듯이 정부 반복 하중을 받는 콘크리트 부재의 전단강도는 주철근 항복 후 감소되지만 감소율은 명확하게 정량화 되어 있지는 않다. 부재가 충분한 전단-휨강도 여유도를 지니고 있다면 전단파괴에 의한 붕괴는 발생하지 않게 된다. 본 연구에서는 식 (10)과 같이 부재의 전단 강도가 휨 강도에 대해 30% 이상 여유도를 지니고 있으면 전단파괴가 발생하지 않아 내진보장이 필요하지 않은 것으로 하였다. 만약, 식 (9)와 식



(10)을 만족하지 않으면 충분한 정밀도를 지닌 2단계 내진평가 작업을 수행하여 내진보강 여부를 결정하도록 한다.

$$R_{duct} = \frac{V_y \times a}{M_u} < 0.9 \quad (9)$$

$$R_{duct} = \frac{V_y \times a}{M_u} \geq 1.3 \quad (10)$$

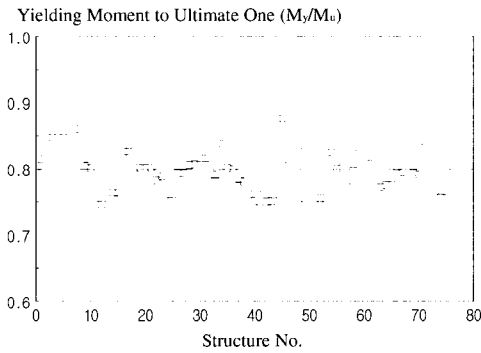


그림 14 부재의 항복강도-극한강도의 비

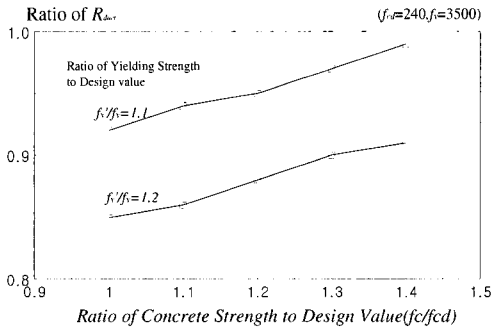


그림 15 재료강도에 따른 R<sub>duct</sub>의 변화

#### 4.2 검토

제안 식의 타당성 여부를 검토하기 위하여 구조물의 피해도를 그림 16과 같이 최대저항응답가속도와 전단-휨 강도 여유도 향으로 재 정리하여 도시하였다. 심각한 피해가 발생한 구조물은 매우 큰 최대저항응답가속도에도 불구하고 전단파괴 영역에 집중되어 있음을 알 수 있다. 반면에 전단-휨강도 여유도가 큰 구

조물은 작은 최대저항응답가속도에도 불구하고 심각한 피해를 입지 않았다.

제안된 평가방법에 의하면 전단파괴 영역의 구조물은 피해 등급 "C"를 포함하면 13기의 구조물 모두에서 심각한 피해를 입었다. 휨 파괴 영역에서는 32기 중 24기의 구조물에 피해가 발생하였으나 "A"등급의 피해는 1기에 불과하다. 전단파괴와는 달리 휨 파괴에서는 "A"등급의 피해가 아니면 전체 시스템의 붕괴는 발생하지 않아 상부구조물을 지지하는 기본적인 기능을 수행하고 있어 소요내진성능을 확보하고 있다고 할 수 있다.

한편, 두 영역 이외의 구조물에서는 복잡한 파괴 양상을 보이고 있다. 따라서 이 영역에 속하는 구조물의 내진 보강 여부는 상세한 2차적 조사를 필요하게 된다.

이러한 관점에서 제안된 방법은 매우 간단하지만 많은 수의 기존 구조물의 내진보강 여부를 1차적으로 판단하는데는 매우 합리적이고 유효한 방법임을 알 수 있다.

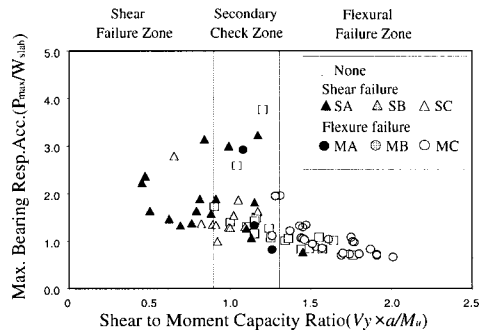


그림 16 구조물 특성에 따른 피해도

#### 5. 결 론

콘크리트 구조물의 내진설계는 과거의 시방 규정 설계에서 벗어나 구조물의 소요 내진성능 확보하기 위한 성능기준 설계가 세계적인 추세이다. 1995년 효고현 남부 지진으로 인한 심각한 피해를 경험한 일본에서도 성능기준 설계를 위한 개념이 이미 도입되었다.

기존 구조물의 내진성능도 신설구조물에서 요구되는 정도의 내진성 확보가 요구되고 있으며 내진보강을 위한 효과적이고도 합리적인 평가방법이 필요하다. 수 많은 기존 구조물의 내진 보강 여부를 신속하고 효율적으로 파악하기 위해서는 1차적으로 구조물의 간단한 정보를 이용하여 파악하는 것이 효과적이다. 본 연구에서는 입체라멘 교각 구조물의 지진 시의 피해 상황을 건설 위치의 지반 특성, 구조물의 최대저항응답가속도, 부재의 전단-휨 강도 여유도 관점에서 피해도와 상관성을 조사하였으며 이를 토대로 대상구조물의 1차적 내진보강 평가 방법을 제시하였다.

적이다. 반면, 전단-휨 강도 여유도가 큰 구조물(1.3 이상)은 휨에 의한 피해를 입었지만 소요내진성능은 확보하고 있어 내진성능 향상을 위한 보강을 필요로 하지 않는다.

- 5) 전단-휨 강도 여유도가 중간정도의 구조물의 파괴패턴과 피해도는 매우 복잡하다. 따라서 이 영역의 구조물의 내진성능은 구조물의 비선형 응답특성을 충분히 고려한 응답스펙트럼이나 비선형 수치해석기법 등을 도입하여 내진성능을 상세히 검토하는 2차 평가 작업이 요구된다.

### 참 고 문 헌

- 1) 콘크리트 부재의 전단강도에 크기효과(size effect)가 고려되지 않은 과거의 시방규정에 의해 건설된 구조물은 전단강도가 과대하게 평가되어 있어 지진 시에는 전단에 의한 파괴로 구조물 전체 시스템이 붕괴되기 쉽다.
- 2) 상대적으로 연약한 표층지반에서 지진파의 증폭은 크게 나타났다. 그러나 구조물의 피해도와 표층지반 특성과는 큰 연관성은 보이지 않는다. 이는 큰 지진시의 구조물의 피해는 구조물이 위치한 지반특성보다 구조물 자체의 특성에 크게 의존함을 의미한다.
- 3) 구조물의 최대저항응답가속도와 구조물의 피해도 사이에는 뚜렷한 상관성이 나타나고 있지 않다. 큰 지진에 의해 구조물의 부재에 도입되는 지진력은 부재의 항복강도 이상이기 때문이다.
- 4) 부재의 전단-휨 강도 여유도는 구조물의 피해도와 강한 연관성을 보여 주고 있다. 이는 구조물의 파괴패턴과 구조물의 연성도를 부재의 전단-휨강도 여유도로 대표적으로 나타낼 수 있기 때문이다. 전단-휨 강도 여유도가 작은 구조물(0.9 이하)은 전단파괴로 인한 심각한 피해를 입어 내진보강이 필수

1. 일본토목학회, "콘크리트 표준시방서[내진설계편]", 1996.
2. 일본도로협회, "도로교시방서", 1990.
3. Schnabel, P. B., Lysmer, J., and Seed, H. B., "SHAKE a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites," No. UCB/EERC 72-12, University of California, Berkeley, 1972.
4. Okamura, H. and Higai, T., "Proposed design equation for shear strength reinforced concrete beams without web reinforcement," *Proc. of JSCE*, 300, Aug., 1980, pp. 131-141.
5. Muguruma, H. and Watanabe, F., "Strength evaluation of RC column falling in shear", *Proc. of JCI*, 7-2, 1985, pp. 541-544.
6. Mutsuyoshi, H. and Machida A., "Shear capacity and deformation capability of RC members having side bars," *Proc. of JCI*, 9-2, 1987.
7. Ishibashi, T. and Yoshino, S., "Study on deformation capacity of reinforced concrete bridge piers under earthquake," *Proc. of JSCE*, 390(V-8), 1988, pp. 57-66.