

## 교량구조물의 비탄성변위응답 평가를 위한 연성도감소계수 산정식 제안

### Propositions of the Ductility Reduction Factor for Estimating Inelastic Displacement Responses of Bridge Structures

송 종 길<sup>\*</sup> 김 학 수<sup>\*\*</sup>  
Song, Jong-Keol Kim, Hark-Soo

#### Abstract

The main objective of this study was to derive a formula of ductility reduction factor, expressed as  $R_d$ . To attain this objective, a study comprised reduction factors computed for stiffness degrading systems undergoing different levels of ductility and to investigate an accuracy of the formula.

Based on this study, the main conclusions can be summarized : (1) The ductility reduction factor is primarily affected by the period of the system and the displacement ductility ratio. (2) The proposed formula is simpler and the inelastic deformations of bridge structures are better than those by the others formulas we used before.

키워드 : 연성도감소계수, 역량스펙트럼방법, 성능점

Keywords : ductility reduction factor, capacity spectrum method, performance point

#### 1. 서론

근래에 세계적으로 많은 대규모의 지진들이 발생하면서 전통적인 내진설계방법에 의해 설계된 교량들이 봉괴하거나 심각한 피해를 입었다. 이러한 원인은 현행 하중기반 설계방법은 교량구조물이 지진시 지진하중에 의한 설계적인 견동을 잘 예측할 수 없기 때문이다.

현재 한국에서 사용하고 있는 교량의 내진설계 방법은 단일모드 스펙트럼해석방법과 다중모드 스펙트럼해석방법이 있다[1]. 단일모드 스펙트럼해석방법은 교량구조물의 유효주기와 1차 진동모드를 사용하여 교량의 탄성 설계지진력과 변위를 계산 할 수 있는 매우 간편한 내진해석방법이다. 하지만

이 해석방법은 교량구조물이 지진하중에 의하여 기하학적인 형상이 급격히 변화하지 않는 교량에만 해석결과가 정확하다. 이를 만족하지 않는 교량에 대해서는 해석결과의 정확성은 많이 떨어지게 된다. 이러한 교량에 대해서는 고차진동모드의 영향을 고려할 수 있는 다중모드 스펙트럼해석방법을 적용하여야 하는데 이 해석방법은 해석시간이 많이 소요되며 한국의 지진 발생률 및 지진강도는 작기 때문에 해석의 정확도는 떨어지나 상대적으로 간편한 방법인 단일모드 스펙트럼해석방법을 사용하고 있다. 그러나 설계자가 단일모드 스펙트럼해석방법으로 해석으로는 충분하지 못하다고 판단된다면 더 정확한 해석결과를 얻을 수 있는 다중모드 스펙트럼해석방법을 사용하도록 규정하고 있다.

위와 같은 설계시방서 조항들을 살펴보면 경험적인 방법에 의해 제안된 계산식들이 상당히 많다. 현행 도로교표준시방서에서 규정하고 있는 응답수

\* 강원대학교 토목공학과 조교수, 공학박사

\*\* 강원대학교 토목공학과 석사과정, 공학사

정계수도 역시 과거의 여러 가지 지진피해의 경험을 통한 경험적인 방법에 의해 AASHTO에서 제시된 비탄성 응답수정계수를 참고하여 규정된 것이다[2].

본 연구의 목적은 교량구조물의 변위연성도 및 항복 후 강성비가 비탄성 응답스펙트럼에 미치는 영향을 파악하고 이러한 영향을 고려한 연성도감소계수의 계산식을 제안하였으며 이를 연성도감소계수-연성도-주기( $R_u-\mu-T$ )의 관계식을 사용한 역량스펙트럼방법에 적용하여 구한 해석결과를 시간이력해석의 결과와 비교를 통하여 제안된 연성도감소계수에 대한 적용성과 신뢰성을 검토하는데 있다.

## 2. 기준 내진설계 방법에 대한 고찰

구조물의 내진설계방법은 크게 하중기반 설계방법과 변위기반 설계방법으로 나눌 수 있다. 변위기반 내진설계방법은 구조물이 그 지역에서 발생 가능한 지진에 대해 설계최대변위까지 변형할 수 있도록 설계하는 것이다. 이렇게 변위를 중심으로 설계하는 이유는 구조물의 손상은 변형과 직접적인 연관성이 있기 때문이다.

현재 가장 대표적이고 실무에서도 많이 상용하고 있는 변위기반 내진설계방법으로는 FEMA-273에서 제시한 변위계수법과 ATC-40에서 제시한 역량스펙트럼방법이 있다[3],[4]. 본 논문에서는 Song 등이 제안한 등가단자유도방법도 사용하였다가 때문에 Song 등의 등가단자유도방법의 이론에 대해서도 설명하였다[5].

### 2.1 변위계수법

변위계수법(Displacement Coefficient Method, DCM)은 FEMA-273 (1997)에서 제시한 구조물의 비탄성 최대변위를 계산하여 비탄성 변형능력과 내진성능을 평가할 수 있는 비탄성 정적해석방법이다.

변위계수법에서는 구조물에서 발생할 수 있는 최대변위를 계산하기 위하여 구조물의 비탄성 거동의 효과를 고려할 수 있는 4개의 수정계수를 사용한다. 이 수정계수들은 많은 과거의 지진피해에 대한 통계분석 및 연구자들의 연구결과를 기초로 하여 결정된 것이다. 변위계수법을 이용한 구조물의 비탄성 최대변위는 아래의 식 (1)을 이용하여 계산할 수 있다.

$$\delta = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi} \quad (1)$$

여기서,  
 $T_e$ : 유효주기;

$S_a$ : 유효주기에 해당하는 가속도 설계응답스펙트럼;

$C_0$ : 변위응답에 관계된 수정계수;

$C_1$ : 변위응답에 관계된 수정계수;

$C_2$ : 구조물이력거동의 영향을 고려하기 위한 수정계수;

$C_3$ : 구조물의 P-Δ 효과를 고려하기 위한 수정계수;

위에서 설명한 것과 같이 변위계수법을 이용하여 비탄성 최대변위를 산정하려면 먼저 비선형 정적해석(pushover)을 통하여 힘-변위 관계를 그림 1에서 나타난 것과 같이 이선형(bilinear)곡선으로 이상화 시키고 구조물의 유효주기를 산정한 후 식 (1)을 사용하여 구조물의 비탄성 최대변위를 계산한다.

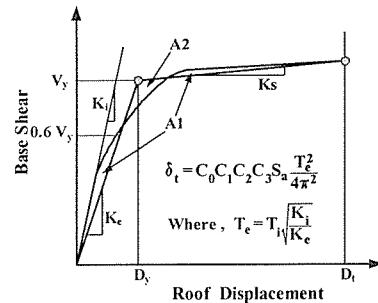


그림 1 구조물의 최대변위 산정

### 2.2 역량스펙트럼방법

역량스펙트럼방법(Capacity Spectrum Method, CSM)은 ATC-40 (1996)에서 제시한 구조물의 내진성능 평가방법이다. 이 방법은 정적해석과 응답스펙트럼해석의 조합에 의해 구조물이 보유하고 있는 지진에 대한 저항능력과 예상될 수 있는 지진하중에 대한 구조물의 요구수준을 스펙트럼 형식으로 하나의 그래프에 나타내어 서로 비교함으로써 구조물의 비탄성 최대변위와 내진성능을 평가할 수 있는 매우 간편하고 실용적인 방법이다.

역량스펙트럼방법에서 지진요구는 비탄성 요구스펙트럼(demand spectrum)으로 표현하고, 구조물의 보유능력은 비선형 정적해석을 통하여 산정된 역량곡선(capacity curve)으로 표현하며 지진요구와 보유능력을 한 그래프에 표현하기 위하여 ADRS 형식을 사용한다. 또한 요구스펙트럼과 역량스펙트럼의 교차점은 구조물의 성능점이라고 한다.

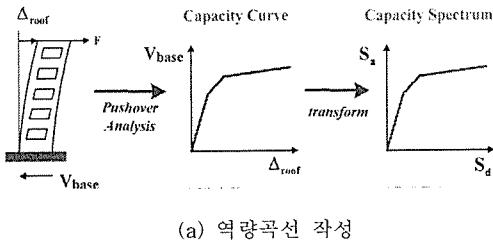
ATC-40에 있어 비탄성 응답스펙트럼은 5% 감쇠비의 선형탄성 설계스펙트럼(Linear Elastic Design Response Spectrum, LEDRS)을 기준으로

하여 감쇠비의 증가를 고려하여 사용하고 있다[6]. 그림 2에서는 개략적인 역량스펙트럼방법을 나타내었으며, 이 방법의 전체적인 해석과정은 아래에서 설명한 것과 같다.

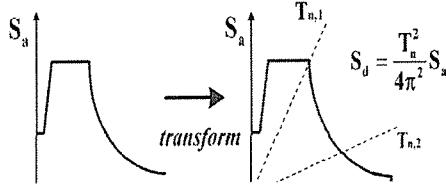
(1) 구조물의 역량곡선 작성: 구조물의 상부에 정적하중을 가하여 점진적으로 증가시켜 가면서 비탄성 정적해석을 수행한다. 이 해석을 통하여 구한 구조물 상부의 변위와 밀연 전단력의 관계곡선 pushover 곡선은 실제의 다자유도 구조물의 힘-변위를 나타내는데 이를 등가 단자유도계의 힘-변위 응답으로 전환하는 과정을 통하여 구조물의 응답을 대표하는 하나의 역량곡선을 구한다. 이때 역량곡선은 가속도-변위의 관계로 나타내며 힘을 구조물의 질량으로 나누면 가속도로 전환된다.

(2) 구조물의 요구도 곡선 작성: 지진하중에 대한 설계스펙트럼은 시방서에서 일반적으로 가속도-주기의 관계로 주어진다. 이를 역량곡선과 하나의 그래프에 나타내기 위하여 가속도-변위의 관계로 나타낸다. 가속도와 주기의 값으로부터 변위를 구할 수 있다.

(3) 구조물의 성능점 산정: 위에서 설명한 과정에 의해 역량곡선과 탄성 응답스펙트럼을 가속도-변위의 관계로 구하여 하나의 그래프에 나타낸 후 성능점을 구하는 과정으로서 이 과정이 역량스펙트럼방법에서 가장 중요한 부분이며 개선을 위하여 아직까지 계속 연구가 필요한 부분이다.



(a) 역량곡선 작성



(b) 비탄성 요구곡선 작성

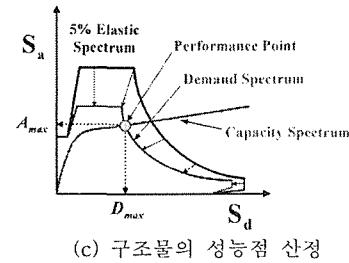


그림 2 역량스펙트럼방법에 의한 구조물의 내진성능 평가 과정

### 2.3 등가단자유도방법

지진하중을 받는 다자유도 구조물의 운동방정식으로부터 등가 단자유도계의 운동방정식을 유도하면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + R(X) = -M1\ddot{X}_g \quad (2)$$

여기서  $X$ 는 지반에 대한 상대변위벡터,  $M$ 은 질량행렬,  $C$ 는 감쇠행렬,  $R(X)$ 는 저항력벡터, 그리고  $1$ 은 구조물의 자유도에 대하여 입력 지반가속도에 연관된 단위벡터이다.

구조물의 거동은 다음과 같은 형식으로 근사적으로 가정한다.

$$X = \psi u \quad (3)$$

여기서  $\psi$ 는 교량구조물의 교축직각 방향의 횡방향 변형형상을 나타내는 형상벡터이고 이것은 상수벡터이다. 이 변형형상은 단조 증가하중에 대한 비탄성 정적해석을 수행하여 탄성 거동시의 횡방향 변형형상으로부터 구한다.  $u$ 는 구조시스템을 대표하는 등가단자유도 변위이다. 위와 같이 구조물의 속도와 가속도는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\dot{X} = \psi \dot{u} \quad (4)$$

$$\ddot{X} = \psi \ddot{u} \quad (5)$$

식 (3), (4)와 식 (5)를 식 (2)에 대입하고 운동방정식의 양변에  $\psi^T$ 를 곱해주면, 등가단자유도 방정식이 다음과 같이 유도된다.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + r(u) = -1\ddot{X}_g \quad (6)$$

여기서,  $m = \psi^T M \psi$ ,  $c = \psi^T C \psi$ ,  $1 = \psi^T M 1$ 이고,  $r(u)$ 는 등가저항력으로써 다음과 같이 정의된다.

$$r(u) = \psi^T R(X) \quad (7)$$

아래와 같은 조건을 만족하도록 형상벡터 $\psi$ 를 정규화 한다.

$$\psi^T M \psi = \psi^T M 1 \quad (8)$$

위의 정규화 과정에 의하여 식 (6)의 지진하중계수 1은 m과 같게 된다. 그러면 식 (6)는 다음과 같이 지진하중을 받는 단자유도계의 운동방정식의 형태와 같아진다.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + r(u) = -m\ddot{X}_g \quad (9)$$

식 (8)을 이용하고 식 (3)에  $\psi^T M$ 를 곱하면, 식 (9)의 구조 시스템을 대표하는 등가단자유도 변위 u를 다음과 같이 평가할 수 있다.

$$u(t) = \frac{\psi^T M X(t)}{\psi^T M 1} \quad (10)$$

### 3. 연성도감소계수 산정식 제안

구조물의 내진성능을 평가하는데 있어서 현재까지 연성도감소계수에 관한 연구는 부족한 상태이며, 일부분 실험을 통해 몇몇 연구자들에 의하여 제안된 계산식이 있으나 구조물의 비탄성 최대변위를 비교적 정확하게 예측할 수 있는 산정식은 없는 실정이다.

본 절에서는 콘크리트교량의 지진하중에 대한 요구스펙트럼을 산정하기 위하여 콘크리트의 재료적 비탄성 거동을 대표할 수 있는 단자유도 시스템의 강성저하 모델을 선택하여 변위연성도와 항복 후 강성비가 비탄성 응답스펙트럼에 미치는 영향을 평가한 후 통계적인 분석을 통해 콘크리트교량의 비탄성 초대변위를 상대적으로 정확하게 산정할 수 있는 연성도감소계수를 제안하고자 하였다.

#### 3.1 비탄성 응답스펙트럼 산정방법

지진하중에 대한 비탄성 응답은 식 (11)와 같이 표현되는 비탄성 단자유도 시스템의 운동방정식을 이용하여 산정할 수 있다.

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + f(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (11)$$

여기서, m, c 및 F(t)는 각각 질량, 감쇠비 및 구조물의 복원력을 나타내며, u(t)는 상대변위,  $\ddot{u}_g(t)$

는 지반가속도를 의미한다.

지진하중을 받는 구조물의 비탄성 변형능력을 나타내는 변위연성도는 식 (12)와 같이 시스템의 항복변위에 대한 최대변위의 비로써 결정할 수 있고 구조물의 비탄성 거동을 고려할 수 있는 연성도감소계수는 식 (13)과 같이 비탄성 요구강도에 대한 탄성 요구강도의 비로써 정의할 수 있다[7]. 즉, 연성도감소계수는 구조물의 최대변위가 미리 예정된 변위연성도( $\mu$ )에 도달할 수 있도록 설계강도를 탄성강도로부터 저감시키는 역할을 한다고 고려할 수 있다.

$$\mu = \frac{d_{\max}}{d_{yield}} \quad (12)$$

$$R_{\mu} = \frac{F_{y(\mu=1)}}{F_{y(\mu=\mu)}} \quad (13)$$

여기서  $F_{y(\mu=1)}$ 는 지진하중에 대한 구조물의 탄성강도이고  $F_{y(\mu=\mu)}$ 는 동일한 지진하중에 대하여 미리 설정된 변위연성도에 도달할 수 있도록 하는 항복강도이다.

#### 3.2 변위연성도 및 항복 후 강성비에 의한 응답스펙트럼 평가

구조물의 비탄성 요구스펙트럼을 산정할 때 변위연성도 및 항복 후 강성비가 구조물의 비탄성 응답스펙트럼에 어떠한 영향을 미치는지 평가해 볼 필요가 있다. 따라서 이러한 영향을 고찰하기 위해 해석 프로그램은 University of California at Berkeley에서 개발한 BISPEC프로그램(그림 3)을 사용하였고 자진은 이 프로그램에서 제공한 총180개의 지진기록을 사용하였다[8].

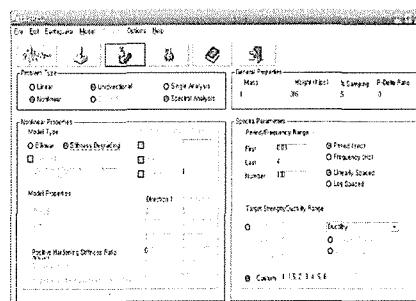


그림 3 Bispec프로그램의 입력화면

해석 변수로는 변위연성도 ( $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 5, 6$ ), 항복 후 강성비( $\alpha=0.00, 0.02, 0.05, 0.10, 0.15$ )을 사용하여 0.03초에서 4초까지의 100개의 고유주기

에 대해 신간이력해석을 630000회를 수행하고 각각의 가속도 응답과 변위 응답을 계산하였다. 그림 4과 그림 5는 El Centro지진을 사용했을 경우에 변위연성도, 항복 후 강성비에 따른 가속도 응답을 나타낸 그림이다.

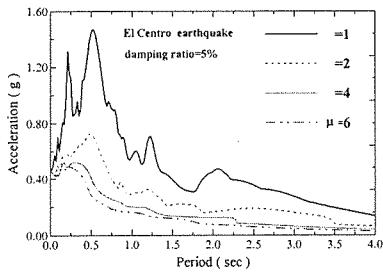


그림 4 변위연성도에 따른 가속도응답

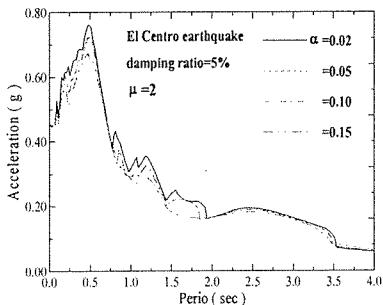
그림 5 항복 후 강성비( $\alpha$ )에 따른 가속도응답

그림 4에서 볼 수 있듯이 변위연성도가 작을 경우에 가속도 응답에 가장 큰 영향을 주고 연성도가 증가함에 따라서 그 영향은 감소되는 것을 알 수 있다. 그림 5에서 항복 후 강성비도 가속도 응답에 영향을 주지만 그의 영향은 아주 미미하다는 것을 확인할 수 있다.

이상의 분석으로 변위연성도와 항복 후 강성비는 구조물의 가속도 응답에 영향을 주는 것을 확인할 수 있지만 항복 후 강성비는 가속도응답에 미치는 영향이 미미하기 때문에 연성도감소계수에 대해서는 가속도응답에 가장 많은 영향을 주는 주기와 변위연성도를 고려하여 평가하는 것이 적당하다.

### 3.3 연성도감소계수 산정식 제안

본 절에서 연성도감소계수의 계산식을 3가지의 경우를 분리하여 제안하였다. 즉, 80개 근거리 지진기록을 사용한 경우(case I), 40개 원거리 지진기록을 사용한 경우(case II) 및 원거리, 근거리 구분 없이 180개 지진기록을 사용한 경우(case III)이다.

앞에서 해석을 통해 설명한 것과 같이 항복 후 강성비의 영향을 무시할 수 있기 때문에 단자유도 시스템의 강성저하모델의 항복 후 강성비를 0으로 설정하여 변위연성도에 따른 연성도감소계수에 대해서 통계분석 하였다. 경우 1에 대한 해석 결과는 아래와 그림 6에서 나타내었고 연성도감소계수의 계산식은 아래의 식 (14)와 같이 표시하였다.

$$R_\mu = \begin{cases} 1 & T \leq T_1 \text{ sec} \\ R_\mu = 0.36(\mu - 1)\ln(T) + \mu & T > T_1 \text{ sec} \end{cases} \quad (14)$$

여기서,  $T_1$ 은 0.03초이다.

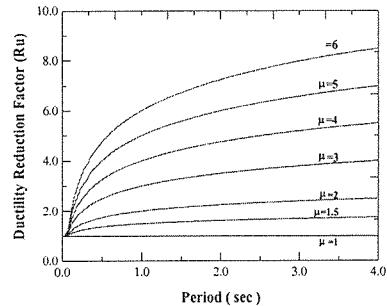


그림 6 제안된 연성도감소계수 (case I)

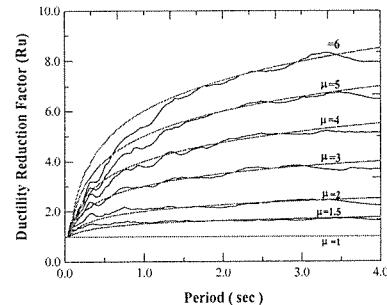


그림 7 제안된 연성도감소계수와 실제지진가속도 기록에 의한 연성도감소계수의 비교 평가 (case I)

그림 7에서는 결정된 연성도감소계수 계산식의 적합성을 평가하기 위하여 실제 비선형 시간이력 해석으로 구한 연성도감소계수와 제안식으로 계산된 연성도감소계수 결과를 비교하는 그림이다. 그림에서 굵은 실선은 제안식으로 계산된 연성도감소계수이고 가는 실선은 비선형 시간이력해석을 통해 구한 연성도감소계수이다. 그림에서 제안식으로부터 계산된 연성도감소계수는 실제 해석으로 통해 구한 연성도감소계수와 비교적 잘 일치하는

것을 확인할 수 있다.

case2는 40개 원거리 지진기록을 사용하여 해석을 실행한다. 이 경우의 해석과정은 case1의 해석과정과는 같다. 하지만 근거리 지진기록을 사용하여 결정된 산정식의 형식(즉, 산정식은 로그함수로 표현)으로 결정하면 산정식의 결과는 정확도(결정계수  $R^2$ )가 너무 낮기 때문에 주기를 크게 3구간으로 구별하여 연성도감소계수를 결정하였다. 이렇게 결정한 결과 그림 8에서 나타내었고 그림에서 볼 수 있듯이 그 정확도는 아주 높은 것을 확인할 수 있다. 이러한 해석을 통해 결정된 연성도감소계수의 산정식은 아래의 식(15)와 같다.

$$\begin{aligned} R_\mu &= 1 & T \leq T_1 \\ R_\mu &= 1 + k_1(T - T_1) & T_1 \leq T < T_2 \\ R_\mu &= 1 + k_1 T_2 + k_2(T - T_2) & T_2 \leq T < T_3 \\ R_\mu &= 1 + 0.35k_1 + 1.15k_2 & T_3 \leq T < T_4 \end{aligned} \quad (15)$$

여기서,

$$k_1 = -0.3\mu^2 + 4.4\mu - 4.1$$

$$k_2 = 0.08\mu^2 + 0.02\mu - 0.1$$

$$T_1 = 0.03 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0.3 \text{ sec}$$

$$T_3 = 1.5 \text{ sec}$$

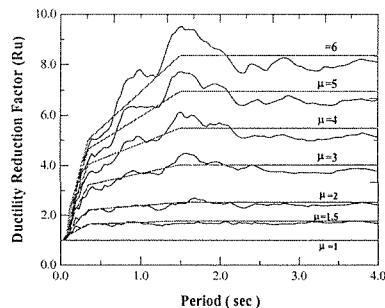


그림 8 제안된 연성도감소계수와 실제지진가속도 기록에 의한 연성도감소계수의 비교 평가  
(case II)

case3은 근거리, 원거리를 구분하지 않고 180개의 지진기록을 사용하여 해석한 후 연성도감소계수의 계산식을 제안하였다. 이 경우에도 연성도감소계수의 정확도를 보정하기 위하여 case2와 같은 형식으로 연성도감소계수를 제안하였다. 제안식은 아래 식(16)과 같다. 그리고 제안된 연성도감소계수의 결과값을 실제 시간이력해석의 결과값과 비교한 결과(그림 9), 제안식의 계산결과는 실제 시간이력해석 결과와 잘 일치하는 것을 확인할 수 있다.

$$\begin{aligned} R_\mu &= 1 & T \leq T_1 \\ R_\mu &= 1 + k_1(T - T_1) & T_1 \leq T < T_2 \\ R_\mu &= 1 + k_1 T_2 + k_2(T - T_2) & T_2 \leq T < T_3 \\ R_\mu &= 1 + 0.35k_1 + 1.4k_2 & T_3 \leq T < T_4 \end{aligned} \quad (16)$$

여기서,

$$k_1 = -0.25\mu^2 + 3.75\mu - 3.5$$

$$k_2 = 0.07\mu^2 + 0.01\mu - 0.08$$

$$T_1 = 0.03 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0.35 \text{ sec}$$

$$T_3 = 1.75 \text{ sec}$$

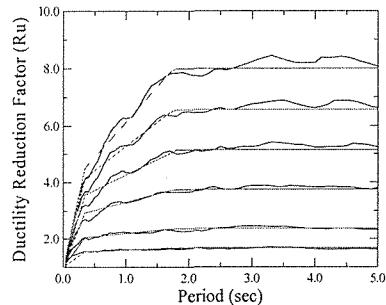


그림 9 제안된 연성도감소계수와 실제지진가속도 기록에 의한 연성도감소계수의 비교 평가  
(case III)

위의 3 가지 case의 제안식을 살펴보면 식(15)과 식(16)이 상대적으로 시간이력해석 결과와 잘 일치하므로 정확하다고 판단한다. 하지만 식(14)는 식(15), 식(16)보다 사용하기가 간편하기 때문에 본 논문에서는 식(14)을 선택하여 제안하였다.

#### 4. 연성도감소계수 제안식 검증

본 절에서는 앞 절에서 제안된 연성도감소계수의 계산식을 역량스펙트럼방법에 적용하여 선택된 6개의 예제교량에 대해서 교량의 비탄성 최대변위를 산정하였다. 그리고 본 논문에서 제안된 연성도감소계수 계산식의 적용성과 정확성을 평가하기 위하여 비탄성 시간이력해석을 통해 계산된 결과와 비교하였다.

##### 4.1 예제교량

본 논문에 사용된 6가지 대칭 및 비대칭 교량의 형상 및 단면 제원은 그림 10과 그림 11에서 나타내었다. 예제해석에서 상부거더는 탄성 거동하고 비탄성 거동은 교각에서만 발생하는 것으로 가정하여 모델링 하였다. 교각과 상부거더의 연결은 편으로 가정하였으며, 상부거더의 자중은 1600 kN/m로 가정하였다. 이러한 자중의 가정은 생성된 10의

인공지진에 대하여 비탄성 거동을 유도하기 위하여 이와 같이 가정하였다. 상부거더의 자중은 집중하중으로 고려하여 교각의 상부에 작용하는 것으로 모델링 하였다. 예제 교량의 비탄성 정적해석과 비탄성 시간이력해석은 IDARC-BRIDGE프로그램을 사용하여 수행하였다[9].

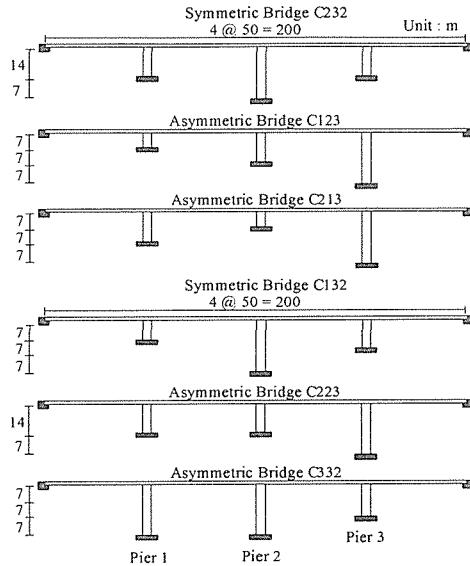


그림 10 예제 교량의 기하학적 형상

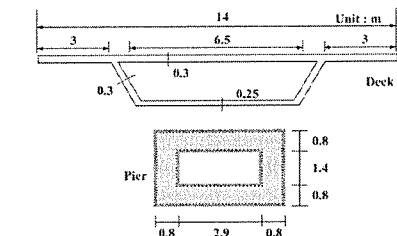


그림 11 상부거더 및 교각 단면의 제원

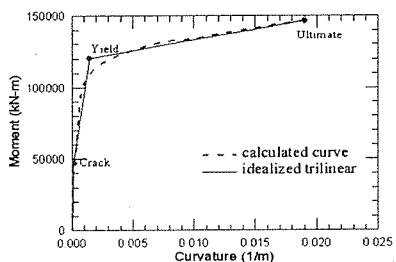


그림 12 교각단면의 모멘트-곡률 관계

교각단면에서 주철근의 배치는 SD40인 D29의 상용철근 198개를 그림 11에 나타낸 것처럼 2단으로 배근하였으며 교각의 모멘트-곡률 관계는 Ucfsyber프로그램을 사용하여 구하였다[10]. 교각단면의 모멘트-곡률 관계는 그림 12에서 나타낸 바와 같이 구하였으며 이를 IDARC-BRIDGE 프로그램에서 사용되는 모멘트-곡률 관계로 입력하기 위하여 tri-linear형식으로 근사화 하였다.

#### 4.2 지진하중

해석에 사용되는 지진하중은 현행 도로교표준시방서의 규정에 따라 내진1등급, 지반 II종류로 설정하였고 역량스펙트럼방법에 의한 비탄성 응답의 산정결과를 비탄성 시간이력해석 결과와 비교하기 위하여 설계스펙트럼에 대응되는 인공지진을 작성하였다. 인공지진은 10종류의 실제지진기록을 이용하여, 원래의 지진파형을 그림 13의 설계스펙트럼과 유사한 응답을 가지도록 주파수 성분과 가속도 크기를 변형하여 구하였다. 그림 13에는 설계스펙트럼과 인공지진 가속도기록의 응답을 비교하여 나타내었는데 이로부터 인공지진의 가속도 응답과 변위응답이 설계스펙트럼과 잘 일치하므로 역량스펙트럼방법과 비교의 목적으로 시간이력해석에 사용하기에 적합하다고 할 수 있다.

위와 같은 인공지진을 사용하는 원인은 현재까지 한국에는 공학적으로 신뢰할 수 있는 지진기록 축적이 부족하고 미국, 일본 등 나라에는 많은 지진기록들이 있지만 이 자료들은 강진지역에서 발생한 지진기록이기 때문에 한국의 지역특성(즉 중, 약진 지역)을 적절하게 반영하지 못한다. 따라서 위와 같이 한국 현행 도로교표준시방서에 의해 생성된 인공지진을 해석에 사용하였다.

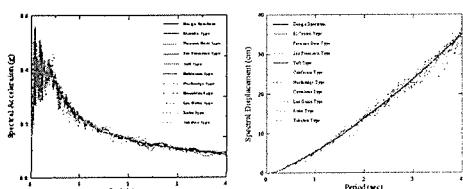


그림 13 설계스펙트럼과 인공지진의 응답스펙트럼 비교

#### 4.3 역량스펙트럼방법에 의한 최대변위 산정

각 가지 교량에 대한 역량스펙트럼방법의 방법 A과 방법 B로 구분하여 추정된 최대변위를 아래의 그림 14에서 나타내었다. 모든 교량에 대해서 방법 A과 방법 B의 해석결과는 동일하게 평가되었다. 여기서 교량 C132에 대해서 나타내고 기타 교량에 대한 그림은 생략하겠다.

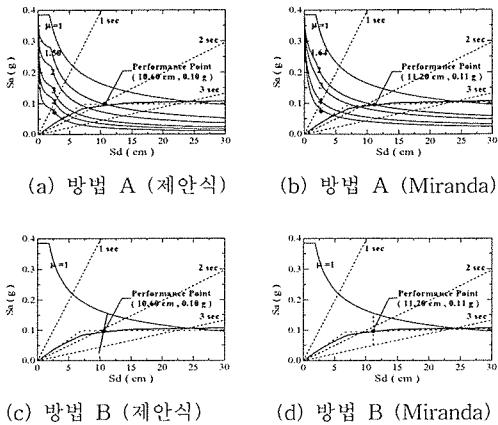


그림 14 교량 C132의 역량스펙트럼 해석

#### 4.4 시간이력해석의 결과와 역량스펙트럼방법의 해석결과 비교

역량스펙트럼방법을 이용한 해석결과와 비탄성 시간이력해석의 결과를 비교하기 위하여 인공지진에 대하여 비탄성 시간이력해석을 사용한 최대변위를 계산하였다. 모든 예제교량에 대하여 역량스펙트럼방법과 비탄성 시간이력해석에 의한 최대변위의 값을 표 1에 나타내어 비교하였다. 여기서 역량스펙트럼방법은 비탄성 시간이력해석에 비하여 최대변위를 과대평가함을 알 수 있다. 이는 표 2에 나타낸 바와 같이 구조물 다자유도계의 응답을 등가단자유도계의 응답으로 전환하는 과정에서 구조물의 고유진동주기가 다자유도의 경우에 비하여 증가한 것이 변위응답을 증가시켰다고 사료된다. 왜냐하면 그림 13에 나타낸 변위 응답스펙트럼에서 알 수 있듯이 일반적으로 구조물의 주기가 증가하면 변위 응답스펙트럼은 증가하기 때문이다. 또한 대청인 교량에 비하여 비대청의 교량이 과대 평가하는 정도가 상대적으로 증가함을 알 수 있다. 이 원인을 분석하여 보면 다음과 같다. 첫째, 변형형상과 1차 진동모드형상의 비교 결과를 통해서 원인을 찾을 수 있다. 즉, 변형형상과 1차 진동모드형상의 차이가 클수록 역량스펙트럼방법의 정확성이 떨어짐을 알 수 있다. 역량스펙트럼방법은 역량곡선의 산정에서 교량 시스템을 대표하는 하나의 역량곡선을 필요로 하기 때문에 등가 단자유도계의 응답으로 치환하는 과정이 필요하다. 이 과정에서 2절에서 설명한 바와 같이 고정적인 하나의 변형형상벡터를 사용하는데 대청인 교량에서는 다자유도 구조물의 첫 번째 진동모드와 거의 일치하는 형상을 가진다. 특히, 비대청 교량 C213의 경우에 역량스펙트럼방법의 과대평가 정도가 평균적으로 104.20 %로서 가장 큰데 이는 1차 진동모드와 변형형상이 상대적으로 가장 차이가 많은 것과 일치

하는 경향을 나타낸다. 둘째로, 비대청 교량일수록 고차진동모드의 영향이 구조물의 응답에 미치는 영향이 커지기 때문에 역량스펙트럼방법과 비탄성 시간이력해석과의 차이가 증가하는 것으로 판단된다.

등가단자유도계의 응답으로 전환한 경우의 고유진동수의 정확도를 분석하기 위하여 등가 자유도계의 질량과 강성을 구하여 고유진동주기를 계산하였다. 여기서, 등가 단자유도계의 질량은 정규화된 변형형상 벡터를 이용하여 식 (10)로부터 구할 수 있으며, 등가 단자유도계의 강성은 역량곡선에서 탄성구간의 기울기로써 구할 수 있다. 표 1에서 나타난 것과 같이 다자유도 교량의 고유진동주기에 비하여 등가 단자유도계의 고유진동주기가 과대평가됨을 알 수 있으며, 비대청 교량인 경우가 대청인 교량인 C232 경우에 비하여 보다 더 과대 평가됨을 알 수 있다.

표 1 역량스펙트럼방법(CSM)으로 계산된 최대비탄성변위와 시간이력해석(THA)으로 계산된 최대비탄성변위비교  
(단위: cm)

인공지진	C132	C223	C332	C123	C213	C232
NO.1	9.60	10.73	14.82	10.90	5.58	12.92
NO.2	7.89	10.05	14.35	9.29	5.49	11.65
NO.3	8.60	9.31	12.59	9.34	4.63	9.78
NO.4	8.07	9.54	14.61	9.19	4.91	12.31
NO.5	9.40	10.12	18.44	10.21	5.26	14.36
NO.6	8.04	9.52	13.13	8.85	4.87	11.46
NO.7	8.97	10.43	14.03	10.74	5.96	13.10
NO.8	9.36	10.50	12.84	10.23	4.20	12.47
NO.9	9.67	10.35	13.97	11.09	5.69	13.14
NO.10	8.28	10.11	17.38	9.48	5.28	14.70
①	8.88	10.04	14.62	9.93	5.19	12.59
②	12.19	12.21	18.63	13.82	10.60	14.96
③	37.26	21.66	27.42	39.13	104.20	18.82
④	66.96	60.22	35.95	63.21	138.8	25.11

①=10개 인공지진을 사용한 시간이력해석의 교량의 비탄성 최대변위의 평균값

②=제안식을 사용한 역량스펙트럼 해석의 비탄성 최대변위

③=제안식을 사용한 역량스펙트럼 해석의 비탄성 최대변위의 불일치율

④=Miranda식을 사용한 역량스펙트럼 해석의 비탄성 최대변위의 불일치율  
변위의 불일치율은 아래와 같은 식으로 정의한다.

$$\text{Discrepancy}(\%) = \left( \frac{D_{CSM} - D_{THA}}{D_{THA}} \times 100 \right) \quad (17)$$

여기서

 $D_{CSM}$ = CSM의 비탄성 변위 $D_{THA}$ = THA의 비탄성 변위

표 3 교량의 고유진동주기의 비교

교량명칭	고유진동주기 (sec)		불일치율 (%)
	다자유도 교량	등가단자유도 교량	
C132	1.702	1.516	12.3
C223	1.737	1.685	3.1
C332	2.312	2.144	7.8
C123	1.589	1.834	15.4
C213	1.281	1.378	7.6
C232	1.776	1.852	4.3

## 5. 결론

본 연구에서는 변위연성도와 항복 후 강성비가 구조물의 비탄성 응답에 미치는 영향을 분석한 후 이러한 영향을 고려하기 위하여 구조물의 비탄성 응답스펙트럼을 계산하는 수정된 연성도감소계수 계산식을 제안하였으며 이 계산식을 이용하여 3 경간 연속교의 최대변위(즉, 성능점)를 추정하였다. 그리고 본 계산식의 적용성과 신뢰성을 평가하기 위하여 추정된 최대변위와 비탄성 시간이력해석의 결과를 상호 비교하여 아래와 같은 결론을 얻었다.

(1). 변위연성도와 항복 후 강성비는 구조물의 비탄성 응답에 영향을 미치는 것으로 평가되었으나 항복 후 강성비의 영향이 미미하다. 따라서 본 연구에서는 변위연성도를 변수로 하여 연성도감소계수의 계산식을 제안하였다. 본 연구에 선택된 예제 교량에 대해 제안된 계산식을 사용할 경우, 다자유도 교량구조물의 비탄성 최대변위는 기준의 연성도감소계수의 계산식을 사용한 결과값 보다 정확함을 알 수 있다.

(2). 본 연구에서 제안한 연성도감소계수 계산식을 사용하여 교량구조물의 비탄성 최대변위를 추정한 결과를 살펴보면 본 연구에서 제안한 연성도감소계수의 정확도는 현재 많은 연구자들과 실무자들이 사용하고 있는 Miranda의 제안식의 정확도 보다 좋은 것을 알 수 있지만 비대칭 교량인 C213에서는 다른 형식의 교량보다 정확도가 가장 낮게 평가되었다. 이러한 원인은 C213교량이 고차 진동모드의 영향을 크게 받는 구조물이며 시간이력해석에서는 고차 진동모드의 영향을 고려할 수 있는 반면에 본 연구에서 사용한 역량스펙트럼방법은 고차 진동모드의 영향을 고려하지 못한 결과라

고 판단된다.

(3). 본 논문에서 제안한 계산식은 다른 다양한 교량형식에 적용하여 검증하는 연구와 고차 모드의 영향을 많이 받는 교량구조물의 비탄성 최대변위를 보다 정확하게 추정할 수 있는 방법에 대한 연구가 추후에 계속적으로 진행 되어야 할 것으로 판단된다.

## 참 고 문 헌

- [1] 도로교 설계기준 건설교통부(2005).
- [2] American Association of State Highway and Transportation (AASHTO), LRFD Bridge Design Specifications, 3rd Edition, 2004.
- [3] Applied Technology Council NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 273), and NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 274), ATC 33, Redwood City, CA (1997).
- [4] Applied Technology Council "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", ATC-40, Redwood City. 1988.
- [5] 이동근, 송종걸, 윤정방, "지진에 대한 고충구조물의 시스템 연성요구도 평가방법", 대한토목학회 논문집, 제17권, 제1-2호, pp.245 -257, 1997.
- [6] Chopra, A. K. and Goel, R. K. Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems, Reprint No. PEER-1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley(1999).
- [7] Miranda, E., and Bertero, V. V., Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design, *Earthquake Spectra*, 10, pp. 357-37, 1994.
- [8] Mahmoud M. Hachem, Bispec: a nonlinear spectral analysis program that performs bi-direction dynamic time-history analysis of pendulum system.University of California at Berkeley.
- [9] Valles, R. E., Reinhorn, A. M., Kunnath, S.K. and Madan, A. IDARC-BRIDGE Version 4.0: a computer program for the inelastic damage analysis of buildings, *Technical Report NCEER-96-0010*, State University of New York at Buffalo, 1996
- [10] UCFyber-Cross section analysis software for structural engineers, ZeventTM, 2000