

횡하중 분배방법을 이용한 교량구조물의 비탄성 변위응답 평가

Evaluation of Inelastic Displacement Response of Bridge Structures Using Lateral Load Distributions

송 종 결* 남 왕 현** 정 영 화***
Song, Jong-Keol Nam, Wang-Hyun Chung, Yeong-Hwa

Abstract

In order to evaluate seismic performance of multi-degree-of-freedom bridge structure, moderate lateral load distribution methods using the pushover analysis were developed by many researchers. One of important variables to improve an accuracy of pushover analysis is lateral load distribution. In this study, pushover analyses were performed using the five types of lateral load distribution and seismic performances were evaluated by capacity spectrum method (CSM). To verify an accuracy of suggested lateral load distribution, the maximum displacement estimates by the CSM were compared to those by inelastic time history analysis.

키워드 : 비탄성 정적해석, 역량스펙트럼방법, 등가단자유도방법, 역량곡선

Keywords: *pushover analysis, capacity spectrum method(CSM), ESDOF method, capacity curve*

1. 서론

구조물의 비탄성 변형능력을 평가하기 위해서 많이 이용되는 방법으로는 ATC-40 보고서의 역량스펙트럼 방법(Capacity Spectrum Method, CSM)과 FEMA-273 보고서의 변위계수방법(Displacement Coefficient Method, DCM)이 있다.[1],[2] 전자는 비탄성 정적해석과 응답스펙트럼 방법을 이용하여 구조물의 비탄성 최대응답을 구하는 방법으로 성능에 기초한 내진설계에서 가장 많이 이용하는 방법이며, 후자는 비탄성 특성을 반영하는 동적계수를 이용하여 구조물의 비탄성 최대응답을 간편하게 실용적으로 계산할 수 있는 방

법이다. 그러나 이 방법은 동적계수가 단주기 영역에서는 시스템의 강성저하 및 강도저감 같은 이력 특성에 의하여 변위응답을 과대평가하는 경향을 나타낸다. 위에서 제시한 두 방법 모두 pushover 해석으로 구한 지진응답을 이용하여 구조물의 변형능력을 평가하고 있다. 일반적으로 pushover 해석은 구조물의 상부에 정적하중을 점진적으로 증가시키면서 비탄성 정적해석을 수행하는 방법으로 연구와 실무분야에서 많이 적용되고 있다. 이러한 pushover 해석에 영향을 미치는 인자들은 여러 가지가 있으나 횡하중의 분배방법이 그 중에서도 가장 중요한 인자 중의 하나이다. pushover 해석을 이용하여 비탄성 거동을 평가하기 위해서는 실제 구조물에 작용하는 지진하중의 분포를 정확하게 반영하고 고차모드의 영향을 평가할 수 있는 방법에 대한 연구가 필요하다. pushover 해석에 사용되는 횡하중 분배방법에 대해서는 ATC 3-06,

* 강원대학교 토목공학과 조교수, 공학박사

** 강원대학교 토목공학과 박사 수료

*** 강원대학교 토목공학과 교수, 공학박사

FEMA 273, ATC 40 등의 보고서에서 제시하고 있다. 기존의 방법들은 고차모드에 대한 영향을 충분히 반영할 수 없으며, pushover 해석을 통한 구조물의 지진응답을 적절하게 평가하기가 곤란하다. 이러한 단점들을 보완하기 위하여 FEMA 440에서는 새로운 횡하중 분배방법을 제안하였다.[3]

철근콘크리트 구조물이 비탄성 거동을 할 때 발생하는 균열, 항복현상, 소성현저발생에 따른 강성의 변화를 고려할 수 있는 adaptive 횡하중 분배방법을 제안하였다.[4] 고차모드의 영향을 반영하기 위하여 각 모드별로 pushover 해석을 수행하고 모드별 최대응답을 SRSS방법을 이용하여 조합함으로써 전체 응답을 평가하는 Modal Pushover Analysis(MPA)방법을 제안하였다. MPA방법은 비탄성 시스템의 동적특성이 탄성시스템과 동일하다는 가정하에 탄성모드형상을 이용하여 각 모드별 특성과 응답을 조합하여 평가함으로써 고차모드의 영향을 고려할 수 있는 방법이다.[5] Pushover 해석을 이용한 구조물의 비탄성 최대변위를 평가할 때 응답의 정확성은 해석에 사용된 지진하중의 특성에 많은 영향을 받는다.[6] 또한 모든 모드에 대해서 $P-\Delta$ 효과를 고려하였으며 측정된 층간변위와 소성현저의 회전을 평가하는 단계적인 설명을 추가한 수정된 MPA 방법을 제안하였다.[7] ATC-55에서 기존의 MPA방법의 적용에서 나타난 고차모드의 Pushover 해석시 발생하는 횡하중의 역전현상을 해결하기 위한 에너지 기초한 Pushover 기법을 제안하였다.[8] 이처럼 대부분의 연구가 빌딩구조물을 대상으로 횡하중 분배방법에 따른 구조물의 응답을 평가하는 경우에 국한되어 있다. 횡하중 분배방법을 고려한 pushover 해석을 교량구조물에 적용한 예는 미흡한 실정이다.

본 연구에서는 pushover 해석에 이용되는 횡하중 분배방법을 등분포 하중, 삼각형 하중, FEMA 273에 의한 분배, ATC 40의 1st mode에 의한 분배 그리고 MPA방법 등 5개 Case로 구분하여 Pushover 해석을 수행하였다. 교량구조물의 고차진동모드 영향을 고려하며, 다자유도 시스템의 특성을 반영할 수 있는 적합한 횡하중 분배방법을 평가하고자 하였다. 그리고 교량구조물의 내진성능은 pushover 해석을 이용한 역량스펙트럼 방법을 통해 대칭 및 비대칭 교량으로 구분하여 비교 평가하였으며, 역량스펙트럼의 정확성은 인공지능에 대한 비탄성 시간이력해석 결과와 비교를 통하여 분석하였다.

2. Pushover 해석 및 등가응답 산정

구조물의 상부에 정적인 하중을 점진적으로 증가시키면서 구조물의 비탄성 거동특성을 파악하는 방법을 Pushover 해석이라고 한다. 이러한

Pushover 해석은 구조물이 항복한 이후의 동적거동과 하중의 재분배를 고려하여 시스템의 안정한계 상태를 파악할 수 있는 가장 간단하면서도 실용적인 해석방법이라고 할 수 있다. 보다 정확한 Pushover해석을 위해서는 여러 가지가 고려되어야 하며, 그 중에서도 가장 중요한 변수 중의 하나가 횡하중의 분배방법이다.

이러한 Pushover해석은 횡하중의 분배가 초기의 1차모드나 변위의 형상에 비례하든지, 구조물의 softening을 유발하는 재료적 비선형을 포함할 경우, 그리고 고려되어지는 mode의 수에 따라 달라진다. 본 연구에서는 Pushover 해석에 사용되고 있는 기존의 등분포하중, 삼각형하중, FEMA 273, ATC 40, MPA방법 등의 5개의 횡하중 분배방법을 이용하여 교량구조물의 응답을 평가하였다.

2.1 Pushover 해석을 위한 횡하중 분배방법

2.1.1 Case 1 : 등 분포하중

다자유도 교량구조물의 가속도는 일정하다는 가정을 이용하여 각 교각 상단에 단위하중을 교축직 각방향으로 재하한다.

2.1.2 Case 2 : 삼각형하중

교량 구조물에서 가장 큰 변위가 발생할 것으로 예상되는 교각에 최대 하중이 재하되도록 삼각형형상으로 횡하중을 분배하는 방법이다.

2.1.3 Case 3 : First mode 하중

ATC 40에서 제시하고 있는 방법으로 구조물의 1차모드에 대한 형상계수와 각 교각에서의 질량을 이용하여 횡하중을 분배하는 방법이다. 일반적으로 대칭구조물에 적용할 수 있지만, 고차모드의 영향을 고려할 수 없으며 지진하중의 특성을 정확하게 반영할 수 없는 단점이 있다. 1차모드에 대한 횡하중의 분배는 식(1)과 같다.

$$\alpha = \frac{w_i \phi_{li}}{\sum_{i=1}^N w_i \phi_{li}} \quad (1)$$

여기서,

w_i : 각 절점에 작용하는 무게

ϕ : 각 절점에서의 1차 모드에 대한 형상계수

2.1.4 Case 4 : Code 하중

이 방법은 FEMA-273을 비롯한 많은 연구에서 제안한 방법이다. 주기가 0.5초 보다 작으면 하중분포가 삼각형 형상을 나타내며, 2.5초 이상의 장주기에서는 포물선의 형상을 나타내므로 고차모드의 영향을 반영할 수 있다. 하중의 분배식은 식(2)과 같으며 w 는 교각 상부에 작용하는 무게이며, h 는 교각의 길이를 나타낸다.

$$C_{ix} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \text{여기서, } T \leq 0.5, & \quad k=1 \\ T \leq 2.5, & \quad k=2 \end{aligned}$$

2.1.5 Case 5 : MPA방법

대상 구조물의 고유치해석을 통하여 고유진동주기와 모드를 구하여 이를 각 모드에 따른 하중분포형상을 계산한다. Chopra가 제안한 이 방법은 비탄성 시스템의 동적특성은 탄성시스템과 동일하다는 가정하에 탄성모드형상을 이용하여 각 모드별 특성과 응답을 조합하여 평가함으로써 고차모드의 영향을 고려할 수 있는 방법이다. 고차모드의 영향을 반영하는 횡하중 분배는 식(3)와 같이 나타낸다.

$$s_n^* = m \phi_n \quad (3)$$

여기서,

s_n^* : 횡하중 제하형상

m : 교각 상부에 작용하는 유효질량

ϕ_n : 각 모드벡터

본 연구에서는 위에서 제시한 5가지의 횡하중 분배방법을 이용하여 Pushover해석을 수행하였으며 이를 역량스펙트럼방법에 적용하여 횡하중 분배방법에 따른 교량의 내진성능을 비교 평가하였다. 횡하중 분배방법중 등분포하중, 삼각형하중 그리고 First mode는 고차모드에 대한 영향을 고려할 수 없는 반면, MPA방법은 각 모드의 횡하중 분배를 이용한 pushover해석을 수행하고 이를 조합하기 때문에 고차모드의 영향을 반영할 수 있다.

2.2 등가단자유도 응답 산정방법

Calvi는 에너지 개념을 도입하여 지진하중을 받는 다자유도 교량구조물 응답을 등가단자유도의 응답으로 전환하는 식을 제안하였다. 다자유도계의 응답은 식(4)처럼 일정한 값을 갖는 변형형상벡터와 등가단자유도계 응답으로 표현할 수 있다. 또한 가속도는 식(5)와 같이 형상벡터에 비례한다고 가정한다.[9]

$$\delta_i = c_i \delta_e \quad (4)$$

$$a_i = c_i a_e \quad (5)$$

여기서, δ_i , δ_e 는 각각 다자유도 교량의 변위응답, 단자유도 교량의 변위응답, c_i 는 교량구조물의 교축직각 방향의 횡방향 변형형상을 나타내는 형

상벡터이다. 다자유도 교량과 단자유도 교량에 작용하는 모든 하중은 동일하므로 등가하중 P_e 와 유효질량 m_e 은 각각 식(6)과 식(7)처럼 나타낼 수 있다.

$$P_e = \sum_{i=1}^n p_i = \sum_{i=1}^n m_i a_i = a_e \sum_{i=1}^n m_i c_i \quad (6)$$

$$m_e = \sum_{i=1}^n m_i c_i \quad (7)$$

다자유도계의 하중은 등가단자유도계의 하중을 이용하여 다음과 같이 쓸 수 있다. 식 (4)을 식 (8)에 대입하면 식 (9)와 같이 단순화된 식이 유도된다.

$$p_i = m_i a_i = m_i c_i a_e = p_e \frac{m_i c_i}{\sum_{k=1}^n m_k c_k} \quad (8)$$

$$p_i = p_e \frac{m_i \delta_i}{\sum_{k=1}^n m_k \delta_k} \quad (9)$$

구조물의 응답을 대표하는 등가변위는 식(10)과 같이 다자유도 교량과 단자유도 교량에서의 일의 양이 동일하다는 개념을 적용하여 식 (11)과 같이 나타낼 수 있다.

$$p_e \delta_e = \sum_{i=1}^n p_i \delta_i \quad (10)$$

$$\delta_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \delta_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i \delta_i} \quad (11)$$

3. 예제교량 및 입력지진

본 연구에 사용된 3가지 종류의 교량인 C232, C123 및 C213의 형상 및 단면제원을 그림 1에 나타내었다. 교량 C232는 교량의 형상이 교축방향으로 좌우대칭인 교량이며, 교량 C123과 C213은 비대칭인 교량이다. 예제해석에서 상부거더는 탄성거동한다고 가정하였으며 비탄성 거동은 교각에만 발생하는 것으로 모델링하였다. 교대 및 교각과 상부거더와의 연결은 핀으로 가정하였으며, 상부거더의 자중은 1600kN/m로 가정하였다. 이러한 자중의 가정은 일반적인 경우보다는 과중한 것이지만 도로교 설계기준(건설교통부, 2000)에 규정된 설계지진에 대하여 비탄성 거동을 유도하기 위하여 이와 같이 가정하였다. 상부거더의 자중을 집중질량으로 고려하여 교각의 상부에 작용하는 것으로 모델링하였다. 다자유도 교량의 지진에 의한 교축방향의 거동을 고려하는 경우에 시스템을 대표하는 지진 응답인, 즉 등가 단자유도응답으로 전환하는 것은

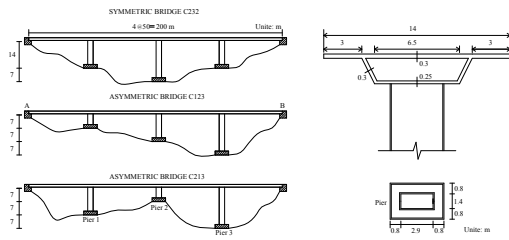


그림 1 예제교량의 형상 및 단면제원

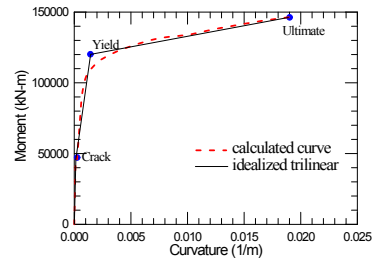
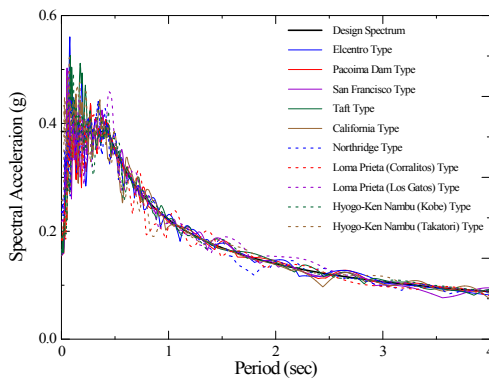
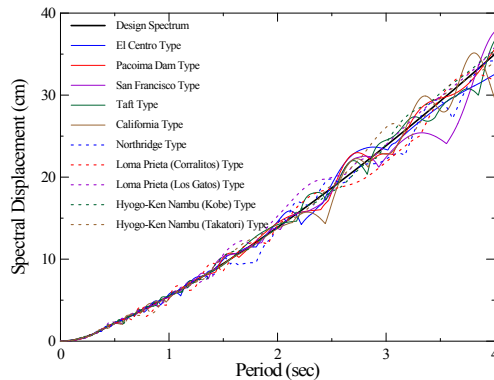


그림 2 교각단면의 모멘트-곡률 관계



(a) 가속도 응답스펙트럼



(b) 변위 응답스펙트럼

그림 3 설계스펙트럼과 인공지진의 응답스펙트럼의 비교

개념적으로도 일반적인 파괴모드가 교축직각방향으로의 비탄성 거동에 의해 발생하므로 교축 직각 방향의 횡방향 거동에 대해서만 본 논문에서 고려하였다. 예제교량의 비탄성 정적해석과 비탄성 시간이력해석은 *IDARC-BRIDGE* 프로그램 (Reinhorn, Simeonov, Mylonakis and Reichman,) 을 사용하여 수행하였다.[10] 교각의 비탄성 거동 특성을 규정하는 모멘트-곡률 관계는 그림 2에 나타내었다. 이를 *IDARC-BRIDGE* 프로그램에서 사용되는 tri-linear 모멘트-곡률 관계로 입력하기 위하여 근사화를 하였다. 모멘트-곡률 관계를 구할 때, 교각단면의 주철근 및 심부구속 콘크리트는 띠철근에 의해 충분히 구속되었다고 가정하였다. 그림 3에서 균열점은 콘크리트에 균열이 발생하는 순간의 모멘트-곡률을 의미하며, 이상화된 tri-linear 관계의 항복점은 수치해석에 의해 계산된 모멘트-곡률 관계와 이상화된 tri-linear 관계에 의해 소산되는 에너지 면적이 같도록 하여 결정하였다.

예제해석에 사용된 지진하중에 관한 설계스펙트럼은 도로교 설계기준에 의하여 내진 I 등급, 지반계수 II 등급을 적용하여 작성하였으며 이를 가속도 응답스펙트럼과 변위 응답 스펙트럼으로 구분

하여 그림 3에 나타내었다. 역량스펙트럼 방법에 의한 비탄성 응답의 산정결과를 비탄성 시간이력 해석결과와 비교하기 위하여 설계스펙트럼에 대응되는 인공지진을 작성하였다. 인공지진의 생성을 위하여 10종류의 실제지진기록을 이용하여 그림 3의 설계스펙트럼과 유사한 응답을 가지도록 주파수 성분과 가속도 크기를 변형하여 구하였다. 그림 3에는 설계스펙트럼과 인공지진 가속도 응답과 변위 응답이 설계스펙트럼과 비교적 잘 일치하므로 역량스펙트럼 방법과 비교의 목적으로 시간이력해석에 사용하기에 적합하다고 할 수 있다.

4. 비탄성 응답스펙트럼을 이용한 역량스펙트럼 방법

힘-변위 관계가 bi-linear인 비탄성 단자유도계에 대하여 가속도 스펙트럼(S_a)과 변위 스펙트럼(S_d)은 각각 식(12)와 식(13)처럼 나타낼 수 있다.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (12)$$

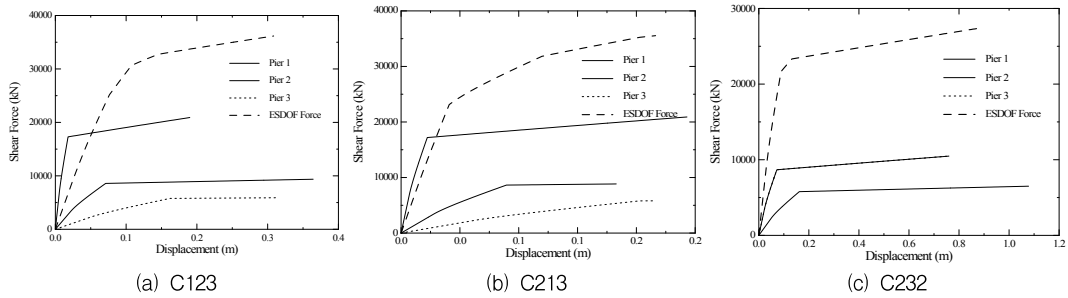


그림 4 pushover 해석에 의한 교각별 힘-변위관계

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (13)$$

에서 방법 A를 사용하였다.

방법 A

여기서, μ 는 항복변위에 대한 최대변위의 비로서 결정되는 연성도 계수이며, R_μ 는 연성도에 따른 즉, 연성구조물의 비탄성 변형에너지에 의한 감소 계수이다. S_d 와 S_a 는 구조물의 고유진동주기 T 에 대응하는 탄성 가속도스펙트럼과 탄성 변위스펙트럼의 값이다. 이러한 탄성 응답스펙트럼은 5% 감쇠비에 대한 값을 일반적으로 사용한다.

감소계수 R_μ 에 대해서는 몇 개의 제안식이 있으나 Miranda와 Bertero(1994)가 제안한 식이 간단하면서 널리 사용되므로 식(14)와 식(15)를 사용한다. 이러한 제안식은 bi-linear 시스템에 대하여 구해진 것이기 때문에 구조물의 거동이 bi-linear와 유사할수록 정확성이 우수하다고 할 수 있다.

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (14)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c \quad (15)$$

여기서 T_c 는 지반운동의 특성주기로서 응답스펙트럼상에서 가속도응답 상수영역(짧은 주기영역)에서 응답스펙트럼의 속도응답 상수영역(중간 주기영역)의 사이의 천이 주기로서 개념적으로 정의된다.

비탄성 정적 해석에 의해 구한 구조물의 힘-변위 관계인 역량 곡선과 설계 스펙트럼 혹은 요구도 곡선을 가속도-변위의 형식으로 하나의 그래프에 나타내어 성능점을 구하는 방법을 일반적으로 역량스펙트럼 방법이라고 한다. 설계지진하중에 대한 구조물의 비탄성 응답을 구하기 위해서는 성능점을 적절히 평가하는 것이 가장 중요하다. 성능점은 역량 곡선과 요구도 곡선의 교차점으로서 비탄성 거동시의 구조물의 최대 응답값을 나타낸다. 본 연구에서는 ATC-40에서 제안한 비탄성 응답스펙트럼을 이용하는 두 가지의 역량스펙트럼 방법중

비탄성 구조시스템의 최대변위 S_d 를 산정하기 위한 성능점은 다음의 절차에 의해서 구한다.

1. 구조물의 역량곡선과 5% 감쇠비에 대한 탄성설계 스펙트럼을 가속도-변위의 형식으로 작성한다.
2. 탄성설계 스펙트럼으로부터 몇 개의 가정된 연성요구도 μ 에 대응하는 비탄성 설계스펙트럼을 식 (12) ~ 식 (15)을 이용하여 작성하여 역량-요구도 그래프에 나타낸다.
3. 역량 곡선 μ 과 에 따라 작성된 비탄성 설계스펙트럼들과의 교차점들을 구한다. 교차점에서 역량곡선에 대하여 구한 연성도와 비탄성 설계스펙트럼의 연성도의 일치정도를 파악한다. 연성도의 값이 서로 일치하는 교차점이 구조물의 성능점이 되며 이 때의 변위값이 구조시스템의 구하고자 하는 최대변위이다. 만약, 일치하는 정도가 만족할 만한 정도가 아니라면 일치정도가 가장 근접한 연성요구도의 값에 약간씩 가감하여 2단계과정부터 다시 수행한다.

5. 역량스펙트럼 방법과 비탄성 시간이력 해석과의 비교

비탄성 정적 해석에 의해 구한 구조물의 힘-변위 관계인 역량곡선은 앞에서 계산한 횡하중 분배방법을 적용하여 각 방법에 따른 pushover 해석으로 얻어진다. 이 과정에서 구한 Pushover 곡선은 실제의 다자유도 구조물의 힘-변위를 나타내는데 이를 등가 단자유도계의 힘-변위응답으로 전환하는 과정을 통하여 구조물의 응답을 대표하는 하나의 역량곡선을 구한다.

그림 4는 예제 교량구조물에 대한 pushover 해

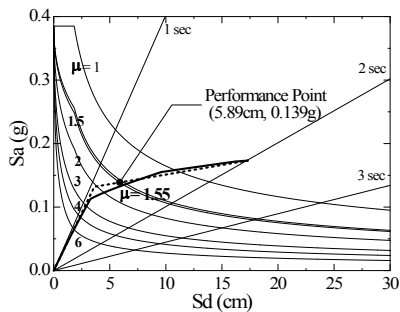
석에 의한 교각별 힘-변위 관계와 식(6)과 식(11)에서 유도된 등가단자유도 전환방법을 이용하여 다자유도 교량구조물의 응답을 대표하는 하나의 힘-변위관계로 나타내었다. 교각별 응답량은 횡하중 분배방법에 상관없이 일정한 값을 나타내고 있으며 이러한 원인은 횡하중의 분배방법보다 교량의 형식에 따른 교각의 응답이 이 더 큰 영향을 미치는 것으로 판단된다. 그림 6에서 구한 역랑곡선을 역랑스펙트럼에 이용하기 위해서는 힘-변위 관계를 가속도-변위 관계로 전환시키는 과정을 필요로 한다. 앞에서 구한 힘-변위관계의 역랑곡선에서 힘을 등가단자유도 시스템의 질량으로 나누어 가속도를 계산하였다. 등가단자유도계 응답으로 전환한 경우의 고유진동수의 정확도를 분석하기 위하여 등가단자유도계의 유효질량과 유효강성을 구하고 고유진동주기($T_{ESDOF} = 2\pi \sqrt{M_{ESDOF} / K_{ESDOF}}$)를 계산하였다. 여기서, 등가단자유도계 유효질량

그림 5 교량 C213의 역랑스펙트럼 해석

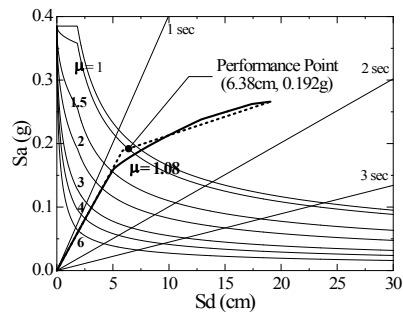
(M_{ESDOF})은 식(7)로부터 계산할 수 있으며, 등가단자유도계 강성(K_{ESDOF})은 역랑곡선의 기울기로부터 구할 수 있다. 교량 C213에서 횡하중 분배방법별 등가단자유도계의 응답에 대한 유효질량, 유효강성, 유효주기, 최대변위, 연성요구도를 계산한 예를 표 1에 나타내었다. Case 1과 Case 2방법은 대칭 및 비대칭 교량에 대해 응답량들의 차이가 크지 않았으며, 등가단자유도계의 고유주기는 다자유도 교량과 비교하여 과소평가하는 것을 알 수 있었다. 이러한 경향은 대칭교량인 C232에서보다 비대칭 교량인 C123과 C213에서 더 크게 나타나고 있다. 반면에 Case 3과 Case 4는 비대칭 교량에서 등가단자유도계의 고유주기를 다자유도 교량의 주기보다 과대평가하고 있으며, 대칭교량에서는 모두 비

표 1 C213 교량의 유효질량, 유효강성, 유효주기, 최대변위, 연성도 비교

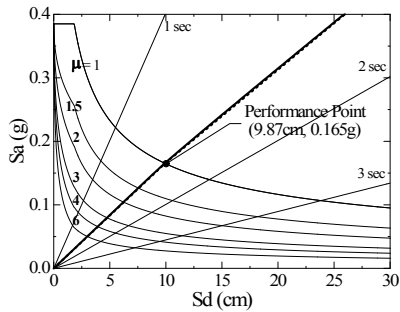
교량명칭	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5			
					1차 모드	2차 모드	3차 모드	
C213	유효질량	20920	13561	3423	15344	3423	17377	3608
	유효강성	747420	429983	56337	414473	56337	593727	779343
	유효주기	1.051	1.116	1.549	1.209	1.549	1.075	0.428
	최대변위	17.31	19.05	38.01	19.73	37.91	19.33	13.78
	연성요구도	1.55	1.08	1.00	1.02	1.00	1.34	1.00



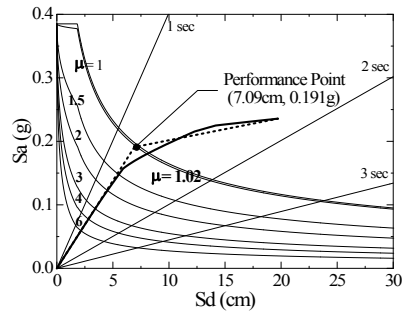
(a) Case 1



(b) Case 2



(c) Case 3



(d) Case 4

스한 주기를 나타내고 있다.

MPA 방법은 고려한 각 모드별 응답을 SRSS 방법이나 CQC방법을 이용하여 조합한 결과를 사용하므로 교차모드의 영향을 고려할 수 있다. 그러나 이 방법은 성능점과 시스템의 연성도에 대한 조합방법의 연구는 제안되어 있지 않기 때문에 Case 1-4에 대해서만 성능점을 비교하였다. 또한 대칭교량인 C232에서 2차모드에 대한 값은 교량의 Pier 2 응답값이 너무 작아서 계산상의 오류로 인해 지나치게 큰 값이 구해져 본 연구에서는 제외하였다.

교량 C213에 대한 역량스펙트럼 방법의 적용예를 횡하중 분배방법에 따라 그림 5에 나타내었다. 역량스펙트럼 방법을 이용한 결과와 비탄성 시간이력해석의 결과를 비교하기 위하여 10개의 인공 지진에 대하여 비탄성 시간이력해석에 의한 변위 이력을 구한 후 최대변위의 평균값을 구하였다. 예제교량구조물에 대한 횡하중 분배방법에 따른 역량스펙트럼 방법과 비탄성 시간이력해석에 의한 최대변위 값을 표 2에 나타내었다. 표 2로부터 각 방법에 따른 역량스펙트럼 방법이 비탄성 시간이력해석에 비하여 최대변위를 모두 과대평가하고 있음을 알 수 있다.

횡하중 분배방법은 구조물의 동적특성과 지진하

표 2 역량스펙트럼 방법과 시간이력해석과의 비교

교량 명칭	THA 평균값	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
C123	9.89 (Pier 3)	8.55 (10.14)	10.09 (12.07)	11.21 (13.29)	10.78 (12.94)
C213	5.00 (Pier 3)	5.89 (7.74)	6.38 (7.98)	9.87 (5.94)	7.09 (9.28)
C232	12.52 (Pier 2)	11.54 (14.53)	11.76 (15.29)	11.72 (15.15)	11.75 (15.26)

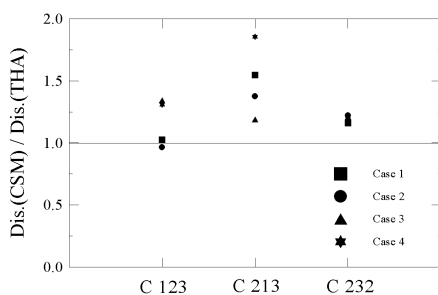


그림 6 역량스펙트럼방법과 비탄성 시간이력해석과의 불일치

중의 특성을 모두 고려할 수 있는 방법을 사용하여 비탄성 거동을 정확하게 분석할 수 있다. Case 1 방법은 다른 방법들에 비해서 비탄성 시간이력

해석과의 결과값의 차이가 가장 작은 것으로 나타나고 있다. 이는 각 교각에 동일한 하중을 재하하기 때문에 교각의 특성을 반영하지 않고 일정한 하중이 등분포로 작용하기 때문에 하중의 분산효과로 인해 구조물의 주기를 다른 방법에 비하여 과소평가하므로 변위응답이 전체적으로 작게 평가되어진 것으로 사료된다. Case 2 방법은 횡하중의 분배형상이 예제 구조물의 탄성영역에서 최대 변위가 발생하는 교각에 가장 큰 하중이 재하되도록 하는 방법이므로 응답량 또한 비탄성 시간이력해석과 차이를 나타내고 있다. Case 3 방법은 예제 구조물의 1차 진동모드의 형상을 횡하중의 분배형태로 반영하기 때문에 pushover 해석시 구조물의 전체적인 거동을 어느 정도 반영할 수 있는 방법이라고 생각된다. 본 연구에서 사용한 역량스펙트럼 방법이 저차진동모드가 가장 큰 영향을 미치는 방법이기 때문에 지진하중에 대한 구조물 변위응답이 다른 방법에 비하여 일치 정도가 가장 큰 것으로 나타나고 있다. 그러나 이 방법도 1차 모드에 의한 하중분배 방법은 교차모드의 영향을 고려하지 못하는 단점이 있다. Case 4 방법은 상부구조물의 질량과 교각의 길이를 이용하여 횡하중을 분배하는 방법이므로 교차모드의 영향을 반영할 수 있는 단점을 가지고 있다. MPA 방법은 성능점을 평가할 수 있는 각 모드에 대한 응답을 조합할 수 있는 방법에 대한 연구가 아직 제안되어 있지 않아서 본 연구에서는 MPA 방법에 대한 성능점의 평가는 이루어지지 못했다.

그림 6에서는 각 방법에 대한 교량형식별 역량스펙트럼 방법과 비탄성 시간이력해석의 결과와의 불일치 정도를 나타내었다. 교량형식별로 해석결과와의 차이를 살펴보면 대칭교량인 C232는 분산이 적은 반면, 비대칭 교량인 C123과 C213에서는 분산이 크게 나타났으며 C213의 경우가 더 크게 나타났다. 이는 비대칭의 정도가 교량 C123보다 교량 C213이 크기 때문에 교차진동모드의 영향이 크게 작용하는 것으로 판단된다.

6. 결론

본 연구에서는 다양한 횡하중 재하방법을 이용하여 대칭 및 비대칭 교량구조물에 대한 비탄성 정적해석을 수행하였다. 그리고 이를 역량스펙트럼 방법에 적용하여 인공지진에 대한 비탄성 시간이력해석결과와 비교분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) Pushover 해석을 통해 얻어지는 구조물의 거동특성은 횡하중 분배방법에 많은 영향을 받는다. 그러므로 실제적인 지진하중의 특성을 반영할 수 있는 횡하중 분배방법의 선택은 중요하다. 등분포

하중으로 횡하중을 분배하는 경우가 구조물의 주기를 다른 방법보다 과소평가하므로 비탄성 시간이력해석과의 차이가 가장 작게 나타났다. 이는 횡하중이 구조물의 전체에 등분포로 재하되어 구조물의 응답이 작게 평가되기 때문으로 사료된다.

2) 역량스펙트럼방법이 저차진동모드를 고려하는 방법이므로 대칭인 교량에서는 변형형상과 1차 모드형상이 비슷하지만, 비대칭 교량에서는 두 값의 차이가 발생하며 그 정도는 교량 C213이 더 크다. 이러한 원인은 비대칭 교량에서는 고차진동모드의 영향이 크게 작용하며, 비대칭성이 증가하기 때문이다. 따라서 이러한 영향을 고려할 수 있는 횡하중 분배방법인 MPA방법이 제시한 방법들 중 가장 적합한 방법이라고 판단된다.

3) 변위응답평가의 정확성을 높이기 위해서는 지진하중의 특성을 고려한 적합한 선택이 필요로 하며 구조물의 최대변위를 과대평가하는 경향을 갖고 있는 pushover 해석방법에 대한 추가적인 연구가 필요하다.

deformation demands of SDOF systems” , *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 9, pp. 1005-1012, 2001

- [7] Chopra, A.K. and Goel, R.K., “Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands” , *Earthquake Spectra*, Vol. 20, No. 3, pp. 757-778, 2004
- [8] Hernandez-Montes, E., Kwon, O-S, and Aschheim, M., “An energy-based formulation for first-and multiple-mode nonlinear static (pushover)analyses” , *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. 1, pp. 69-88, 2004
- [9] Calvi, G.M., “Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures” , *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, Vol. 24, pp. 1247-1266, 1995
- [10] Reinhorn, A.M., Simeonov, V., Mylonakis, G. and Reichman, “**IDARC-BRIDGE** : a computational platform for seismic damage assessment of bridge structures” , *Technical Report MCEER-98-0011*, State University of New York at Buffalo, 1998

참 고 문 헌

- [1] Applied Technology Council, “Seismic Evaluation and Retrofit of concrete Buildings” , ATC-40 Report, Redwood city, California, 1996
- [2] Applied Technology Council, “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of building (FEMA 273), and NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 274)” , ATC 33 , Redwood city, California, 1997
- [3] Federal Emergency Management Agency, “Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures” , Washington, D.C.,2004
- [4] Bracci, J.M., Kunnath, S.K. and Reinhor, A.M., “Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures” , *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 1, pp. 3-10, 1997
- [5] Chopra, A.K. and Goel, R.K., “Modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings” , *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, Vol. 31, pp. 561-582, 2002
- [6] Miranda, E., “Estimation of inelastic