

교량의 비탄성 지진응답에 대한 아칭작용의 영향

Arching Action Effect for Inelastic Seismic Responses of Bridge Structures

송종걸* · 남왕현**

Song, Jong-Keol · Nam, Wang-Hyun

Abstract

Under transverse earthquake shaking, arching action of bridge structures develops along the deck between the abutments thus providing the so-called deck resistance. The magnitude of the arching action for bridge structures is dependent on the number of spans, connection condition between deck and abutment or piers, and stiffness ratio between superstructure and substructure. In order to investigate the arching action effects for inelastic seismic responses of PSC Box bridges, seismic responses evaluated by pushover analysis, capacity spectrum analysis and nonlinear time-history analysis are compared for 18 example bridge structures with two types of span numbers (short bridge, SB and long bridge, LB), three types of pier height arrangement (regular, semi-regular and irregular) and three types of connection condition between superstructure and substructure (Type A, B, C). The arching action effects (reducing inelastic displacement and increasing resistance capacity) for short bridge (SB) is more significant than those for long bridge (LB). Semi-regular and irregular bridge structures have more significant arching action than regular bridges.

Keywords : *capacity spectrum method (CSM), arching action, equivalent single-degree-of-freedom method, pushover analysis, inelastic seismic response, bridge structure*

요 지

지진하중과 같은 횡하중에 대하여 교량구조물의 아칭작용은 교대 사이의 상부구조에 의해 발생하며 이를 상부구조의 저항 능력이라고도 한다. 교량구조물의 아칭작용의 크기는 경간의 수에 영향을 받으며 또한 상부구조, 교대와 교각의 연결조건 및 상부구조와 하부구조의 강성비에도 영향을 받는다. 프리캐스트 콘크리트 상자형 교량의 비탄성 지진응답에 대한 아칭작용의 영향을 분석하기 위하여 경간수에 따른 두 가지 종류의 예제교량(교량 SB와 교량 LB), 교각의 높이의 배열에 따른 세가지 종류(대칭, 비대칭)의 교량, 상부구조와 하부구조의 연결조건에 따른 세가지 교량(형식 A, B, C) 등에 대한 구분을 조합하여 18가지 종류의 예제구조물을 작성하였으며, 이 예제구조물들에 대하여 역량스펙트럼해석, 비탄성 시간이력해석을 수행하여 지진응답을 비교하여 아칭작용의 영향을 분석하였다. 아칭작용의 영향(최대변위의 감소와 저항능력의 증가)은 교량 SB(short bridge)의 경우가 교량 LB(long bridge) 보다 크게 나타났으며 대칭교량의 경우가 비대칭교량에 비하여 크게 나타남을 알 수 있었다.

핵심용어 : 역량스펙트럼방법, 아칭작용, 등가단자유도 방법, 비탄성 정적해석, 비탄성 지진응답, 교량구조물

1. 서 론

교량구조물의 지진에 대한 저항능력은 하부구조인 교각과 상부구조인 바닥판의 내진성능 조합에 의해 이루어진다. 일반적으로 단순교의 지진하중에 대한 저항 메카니즘은 교각의 강성이 주요인자이지만, 연속교에서는 교각의 강성뿐만 아니라 상부구조의 강성도 중요한 역할을 하게 된다. 상부구조의 횡방향 하중에 대한 저항능력은 상부구조의 길이, 강성, 형식 및 구속조건 등에 따라 달라지며 이와 같은 저항능력은 아칭작용(arching action)에 의해 발생하게 된다. 즉 상부구조의 아칭작용이 클수록 횡방향 지진하중에 저항하는 능

력이 커진다. 아칭작용의 영향을 정량화 한다면 같은 형식의 교량을 설계할 경우에 지형적인 조건에 따라 결정되는 경간 수나 구속조건에 따른 아칭작용의 영향을 복잡한 비선형 시간이력해석을 수행하지 않고 고려할 수 있는 장점이 있다. 현재의 내진설계는 간단한 탄성해석에 의해 이루어지므로 비선형 3차원 효과인 아칭작용의 영향은 내진설계에 반영하지 못한다. Basöz와 Mander(1999)는 다양한 형식의 교량구조물의 취약도 함수를 하나의 교량형식중 그 교량을 대표하는 표준교량의 취약도 함수로부터 평가하는데, 3차원 아칭작용에 의한 지진저항능력의 증가를 고려하기 위하여 아칭작용의 영향을 경간의 수와 반침의 종류에 대하여 분석하여 적

*정희원 · 교신저자 · 강원대학교 토목공학과 부교수 (E-mail : songj@kangwon.ac.kr)
**정희원 · (주)한국교량개발연구소 팀장 (E-mail : nwh5025@hotmail.com)

용하였다.

교량의 거더 등에 대한 수직하중의 재하에 따른 아칭작용에 대한 연구결과가 몇몇 연구자들에 의해 보고되었다. Mulin(2003)은 콘크리트 슬래브의 아칭작용에 대한 연구에서 아칭작용은 빔, 격벽, 슬래브의 연속성 등의 경계조건으로 인해 발생하는 외부적인 저항능력이라 정의하였다. 또한 여러 슬래브 모델에 대한 실내 및 현장실험을 통해 외부 저항 정도와 콘크리트의 강도가 아칭작용에 영향을 미친다고 주장하였다. Taylor(2006)는 횡방향 하중을 받는 슬래브의 극한능력 산정에 영향을 미치는 변수연구를 통해 슬래브의 횡방향 극한강도는 철근의 종류 보다는 콘크리트의 압축강도에 더 영향을 받는다고 보고하였다.

슬래브의 수직하중에 의한 아칭작용을 평가하는 연구는 있지만, 지진하중과 같은 횡방향 동적하중에 대한 아칭작용 연구는 미흡한 실정이다. 그리고 단순교에 비해 상부구조의 아칭작용이 발생하는 연속교는 구조물의 최대변위를 작게 유발하므로 보다 내진성능이 우수하다고 할 수 있다. 본 연구의 목적은 국내에 많이 건설된 PSC 상자형 연속교의 내진성능에서 중요한 역할을 하는 아칭작용의 영향을 분석하고 아칭작용에 따른 지진응답의 영향을 평가하는 것이다.

본 연구에서는 교량 구조물의 내진성능에서 중요한 역할을 하는 아칭작용의 영향을 분석하기 위하여 아칭작용의 발생조건이 상이한 예제교량들을 선정하였다. 해석에 사용된 변수는 교량의 길이가 다른 두 가지 경우(SB, LB), 교각의 배열순서에 따른 세가지 경우(대칭, 비대칭) 그리고 상부구조의 구속조건에 따른 세가지 경우(형식 A, B, C)를 조합한 총 18 경우에 대하여 해석을 수행하였다. 해석결과를 역량스펙트럼방법과 시간이력해석을 통하여 아칭작용의 영향을 비교 분석하였다.

2. 지진하중에 의한 교량 상판의 아칭작용

양단이 구속되어 있는 콘크리트 슬래브에 하중이 재하되면 슬래브 내부에는 그림 1과 같이 슬래브의 처짐으로 인한 아칭작용이 나타난다. 이러한 아칭작용은 콘크리트의 인장과 압축강도의 차이에 의해 발생하며 하중에 저항하는 슬래브에서 강도는 그림 2와 같이 슬래브의 순수휨강도와 아칭작용에 의한 강도로 나타낼 수 있다(Mulin, 2003).

교량이 지진과 같은 횡하중을 받는 경우에 교량구조물의 내진역량(seismic capacity), 즉 지진하중에 저항할 수 있는 능력은 교각 과 바닥판(deck)에 의해서 이루어진다고 할 수 있다. 일반적으로 교량이 교축직각 방향으로 지진하중을 받을 때 상판과 같은 상부구조는 교대들을 지점으로 하여 횡방향으로 활처럼 휘어지면서 지진하중에 저항하게 된다. 이와 같은 현상을 상부구조의 아칭작용이라고 한다. 이러한 아칭작용에 의한 내진능력은 경간수에 크게 영향을 받으며 매

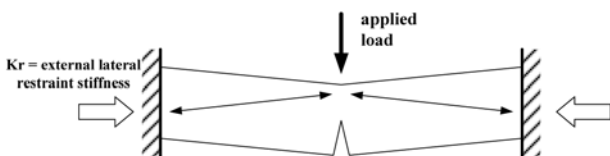


그림 1. RC 슬래브의 아칭작용

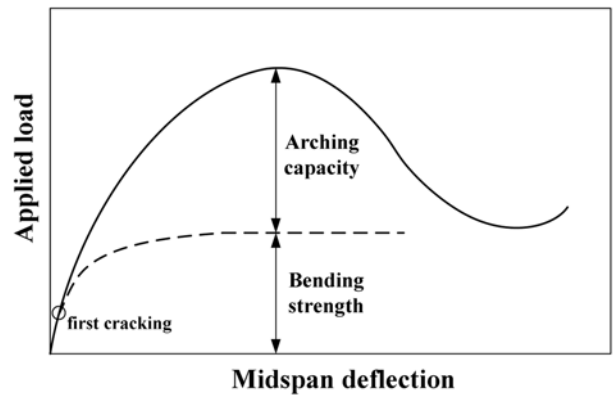


그림 2. RC 슬래브의 하중-변형관계

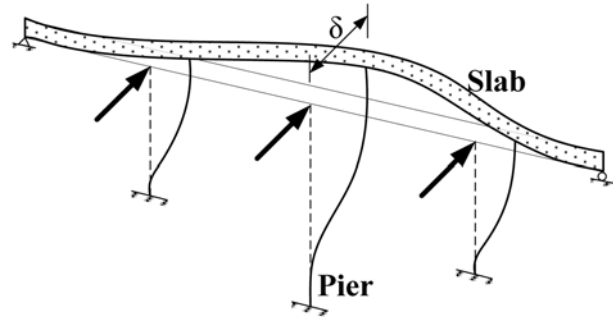


그림 3. 횡하중에 대한 교각 및 바닥판의 저항개념

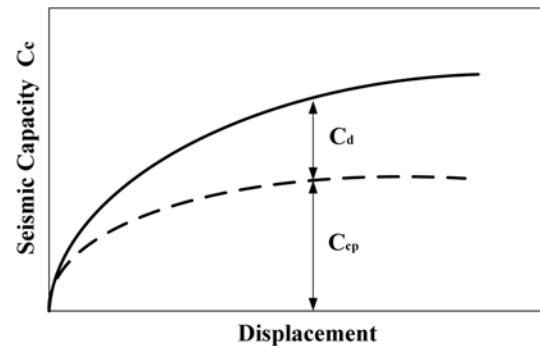


그림 4. 교량구조물의 내진역량 평가

우 긴 교량의 경우에는 아칭작용은 발생하지 않는다. 또한, 아칭작용은 강성이 큰 구조물의 작은 횡방향 변위에 대해서도 발생하지 않는다. 횡방향의 변위가 충분히 클 경우에 아칭작용이 발생한다고 할 수 있다. 전체 교량의 내진역량은 교각의 내진성능과 상부구조의 아칭작용에 의한 내진성능의 합으로 식 (1)과 같이 나타낼 수 있다.

$$C_c = C_{cp} + C_d \quad (1)$$

여기서, C_c 는 전체교량의 내진역량, C_{cp} 는 교각의 내진역량, C_d 는 상부구조의 아칭작용에 의해 발생하는 추가역량이다. 횡하중에 대한 교량의 저항개념과 교량구조물의 내진역량 평가 개념을 그림 3과 그림 4에 나타내었다.

3. 예제 교량 및 입력지진하중

3.1 아칭작용 평가를 위한 다양한 구조형식의 PSC box 교량

교량길이에 따른 아칭작용의 영향을 분석하기 위하여 그림

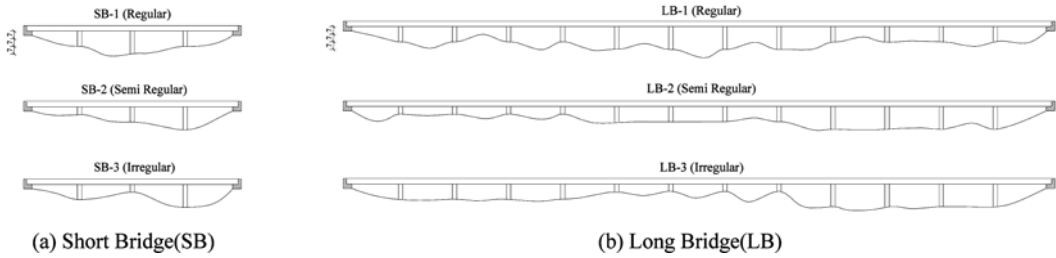


그림 5. 예제교량 SB와 LB의 형상에 따른 분류 및 교량명칭

5와 같이 경간당 길이가 50 m인 4경간 교량 SB(200 m)와 13 경간으로 구성된 교량 LB(650 m)를 예제교량으로 사용하였다. 교각은 높이가 7 m, 14 m, 21 m인 세가지 종류만 사용하였으며 교각단면의 제원은 동일하다. 대칭교량 SB-1의 교각의 높이 배열은 좌로부터 14 m, 21 m, 14 m이며, 비대칭교량 SB-2의 교각의 높이 배열은 좌로부터 7 m, 14 m, 21 m이며, 비대칭교량 SB-3의 교각의 높이 배열은 좌로부터 14 m, 7 m, 21 m이다. 교량 LB의 경우에는 총 12개의 교각이 교량 SB의 교각 높이의 배열과 대칭, 비대칭에 따라서 유사하도록 동일한 높이의 교각 4개씩 그룹을 지어서 배열하였다. 즉, 교량 LB-1에 대해서 예를 든다면 12개의 교각 높이의 배열은 좌로부터(14 m, 14 m, 14 m, 14 m), (21 m, 21 m, 21 m, 21 m), (14 m, 14 m, 14 m, 14 m)이다. 예제교량을 구분하기 위하여 교량명칭에 각각 번호 1, 2, 3을 그림 5에 나타난 바와 같이 부여하였다. 교량 SB와 교량 LB의 상부구조와 교각은 동일한 단면을 사용하였으며 해석교량의 단면제원과 교각의 모멘트-곡률관계는 그림 6과 그림 7에 나타내었다. 해석교량에 대한 비탄성 정적해석과 비탄성 시간이력해석은 *IDARC-BRIDGE* 프로그램(Reinhorn, Simeonov, Mylonakis and Reichman, 1998)을 사용하여 수행하였다.

교량상부구조의 아칭작용이 교대에 의해 구속된 상판에 의

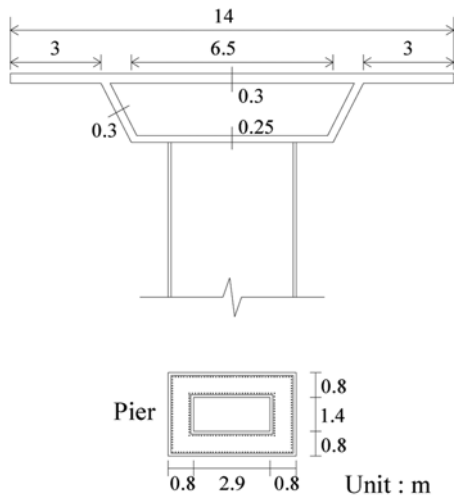


그림 6. 상부구조 및 교각의 단면제원

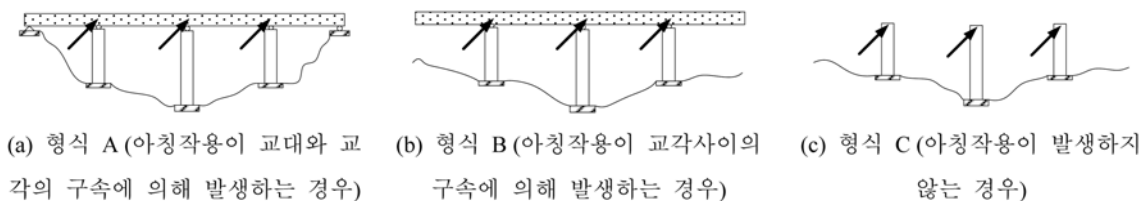


그림 8. 횡방향 아칭작용의 영향을 분석하기 위한 상부구조의 구조형식 분류

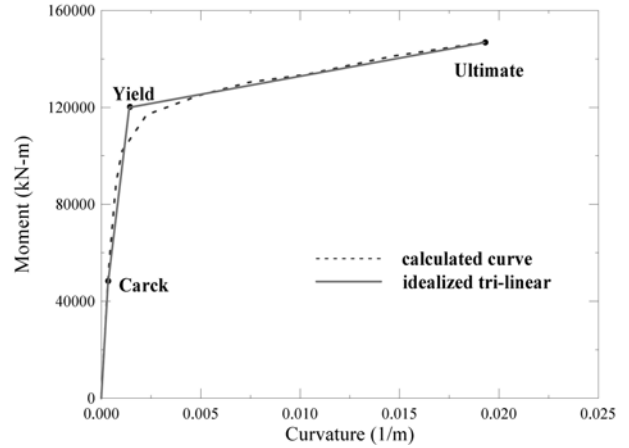


그림 7. 교각의 모멘트-곡률관계

해 발생하기 때문에 이를 정량적으로 평가하기 위하여 그림 8과 같이 교각의 횡방향 변위응답을 구속하는 상부구조의 형태를 3가지 형식으로 구분하여 예제교량을 작성하였다. 형식 A는 일반적인 교량의 형태를 나타내는 것으로서 상부구조에 아칭작용이 발생하도록 교대에 각각 교축방향으로는 힌지와 롤러조건을 적용하였으며 교축직각 방향으로는 힌지의 조건을 적용하였다. 형식 B는 이상적인 경우로 교대에 의해 상부구조가 교축직각 방향인 횡방향으로 구속됨으로써 발생하는 아칭작용을 배제한 형식으로 교대에 의한 횡방향 구속을 해제한 경우이다. 형식 B의 경우에는 교대에 의한 아칭작용은 없지만 교각 사이의 상부구조의 구속에 의한 아칭작용의 영향은 남아 있는 경우이다. 그리고 형식 C는 모든 아칭작용의 효과를 제거하기 위하여 상부구조를 제거하고 교각만이 횡방향 하중에 저항하는 구조형식으로 실제로는 존재하지 않는 이상적인 경우이다. 따라서 예제해석은 그림 5에 나타난 교량종류 6개에 그림 8의 세 가지 상부구조형식을 각각 적용하여 총 18개의 교량에 대해 수행하였다.

3.2 입력지진하중

아칭작용의 영향을 분석하기 위하여 비탄성 정적해석을 포함하는 역랑스펙트럼 해석과 비탄성 시간이력해석을 수행하여 비교하였다. 비탄성 시간이력 해석을 수행하기 위하여 필

표 1. 인공지진생성을 위한 실제지진기록

발생일	지진명	규모	발생위치 및 성분	PGA(g)
05/19/40	El Centro	7.0	Imperial Valley, S00E	0.215
07/21/52	Taft	7.4	Lincoln school tunnel, S69E	0.178
07/21/52	California	7.4	Santa Barbara, S42E	0.127
03/22/57	San Francisco	5.3	Golden Gate, S10E	0.112
02/09/71	Pacoima Dam	6.6	Pacoima Dam, S03E	0.212
10/18/89	Corralitos	6.9	Corralitos, N00E	0.644
10/18/89	Los Gatos	6.9	Los Gatos, (Fault Normal)	0.718
01/17/94	Northridge	6.7	Nordhoff, N90E	0.308
01/16/95	Kobe	6.9	Kobe-JMA, (Fault Normal)	0.821
01/16/95	Takatori	6.9	Takatori, (Fault Normal)	0.611

요한 지진은 표 1에 나타난 실제지진기록을 이용하여 설계스펙트럼에 대응되는 10개의 인공지진을 작성하여 사용하였다. 10개의 인공지진과형은 관련논문(송종걸, 남왕현, 정영화, 2005)에 설명되어 있다. 10개의 인공지진의 생성을 위하여 10 종류의 실제지진기록을 이용하여 설계스펙트럼과 유사한 응답을 가지도록 *SIMQKE* 프로그램(Gasparini and Vanmarcke, 1976)을 수정한 인공지진생성 프로그램을 이용하여 설계스펙트럼의 형태에 부합하는 인공지진과형을 생성하였다.

설계스펙트럼은 도로교 설계기준(건설교통부, 2005)의 무차원 탄성지진응답계수 C_s 를 이용하여 식 (2)와 같이 작성하였다.

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \quad (2)$$

여기서, A , S 그리고 T 는 각각 가속도계수, 지반 특성에 대한 무차원의 계수 그리고 교량의 주기를 나타내며, 본 연구에서는 대상교량을 내진 1등급교(A=0.154), 기초밀면을 설계지반면으로 고려하여 직접기초가 가능한 지반계수 1등급(S=1.2)을 적용하여 설계스펙트럼을 작성하였다. 설계스펙트럼과 인공지진의 가속도 응답이 설계스펙트럼과의 일치 정도를 그림 9에 나타내었다. 그림 9로부터 인공지진 가속도 기록은 비탄성 시간이력해석에 사용하기에 적합하다고 할 수 있다.

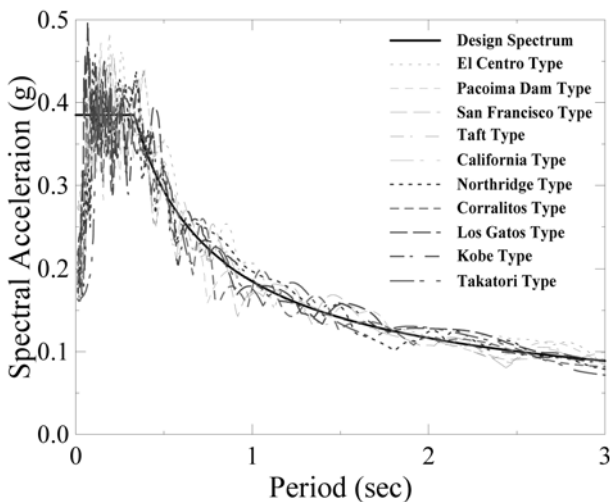


그림 9 인공지진에 대한 가속도 응답스펙트럼

4. 교량구조물의 지진응답에 대한 아칭작용의 영향 분석

4.1 비탄성 정적해석에 대한 아칭작용의 영향 분석

역량스펙트럼해석을 이용하여 교량의 비탄성 최대변위를 산정하기 위해서는 비탄성 정적해석으로부터 얻어진 다자유도 시스템의 응답을 등가의 단자유도 시스템의 응답으로 전환하는 과정이 필요하다. 본 연구에서는 관련논문(송종걸, 남왕현, 정영화, 2006)에서 제안한 등가단자유도 방법인 S1 방법과 S2 방법을 적용하였다. 비탄성 정적해석시에 재하하는 하중의 분포형태를 나타내는 횡하중 분포는 가장 간단하면서 일반적으로 널리 사용되는 등분포 하중을 이용하였다. S1 방법과 S2 방법의 등가 단자유도계의 등가변위 $u(t)$ 는 동일하게 식 (3)을 이용하여 산정하지만 등가저항력 $r(u)$ 는 S1 방법은 식 (4)를 S2 방법은 식 (5)를 적용하였다.

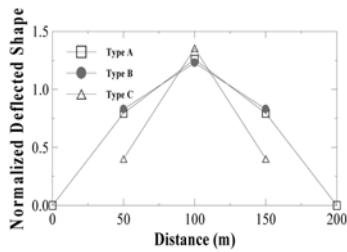
$$u(t) = \frac{\psi^T \mathbf{TX}(t)}{\psi^T \mathbf{M1}} \quad (3)$$

$$r(u) = \psi^T \mathbf{R}(\mathbf{X}) : (S1) \quad (4)$$

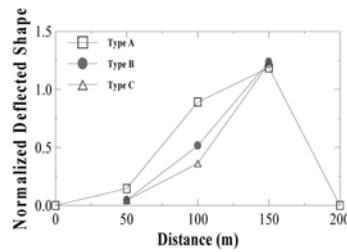
$$r(u) = \mathbf{1R}(\mathbf{X}) : (S2) \quad (5)$$

여기서 ψ 는 교량구조물의 교축직각 방향의 횡방향 변형형상을 나타내는 형상벡터이며 교대와 교각상부지점을 자유도 성분으로 하는 변형형상을 의미한다. \mathbf{X} 는 지반에 대한 교량의 상대변위벡터, \mathbf{M} 은 질량행렬, $\mathbf{R}(\mathbf{X})$ 는 교각에 작용하는 저항력 벡터 그리고 $\mathbf{1}$ 은 구조물의 자유도에 대하여 입력지반가속도에 연관된 단위벡터이다. S1 방법은 식 (4)와 같이 교량의 형상벡터와 저항력의 곱으로 등가저항력을 산정하므로 형상벡터의 값이 0인 교대의 전단력은 고려하지 못하는 방법이다. 반면에 식 (5)의 S2 방법은 단위벡터 $\mathbf{1}$ 을 사용하기 때문에 교각뿐만 아니라 교대의 전단력의 총합을 이용하여 등가저항력을 산정하는 방법이다.

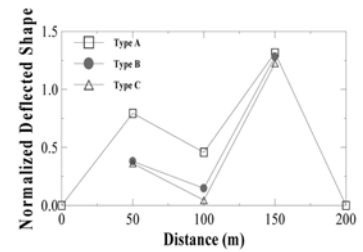
그림 5와 그림 8에 나타난 구조형식에 따른 예제교량 SB와 LB에 대한 비탄성 정적해석으로부터 구한 탄성구간의 정규화된 변형 형상벡터를 그림 10과 그림 11에 나타내었다. 여기서 구한 형상벡터를 식 (3)~(5)에 적용하여 구조시스템을 대표하는 등가변위 $u(t)$ 와 등가저항력 $r(u)$ 를 산정하게 된다. 대칭교량 SB-1에 대한 변형형상 벡터는 형식 A와 형식



(a) 교량 SB-1

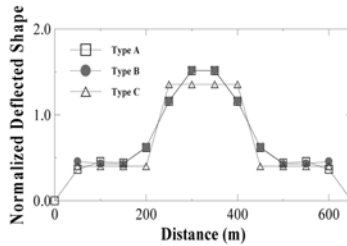


(b) 교량 SB-2

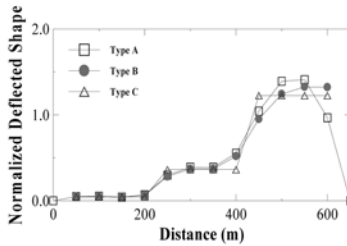


(c) 교량 SB-3

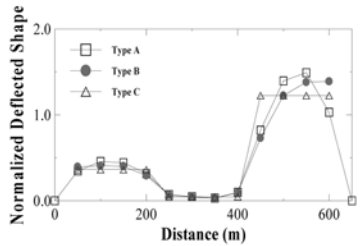
그림 10. 교량 SB의 상부구조 형식에 따른 변형 형상벡터의 비교



(a) 교량 LB-1

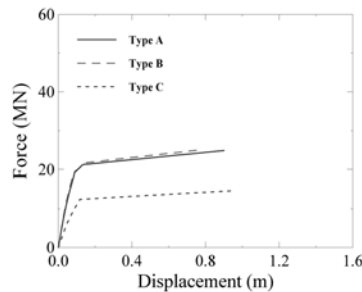


(b) 교량 LB-2

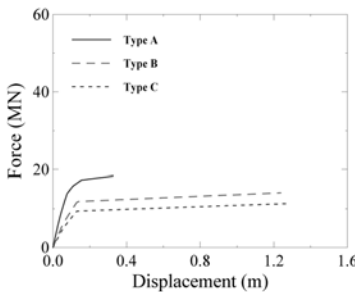


(c) 교량 LB-3

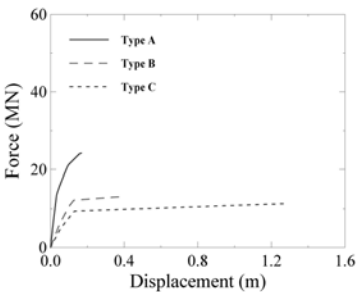
그림 11. 교량 LB의 상부구조 형식에 따른 변형 형상벡터의 비교



(a) SB-1

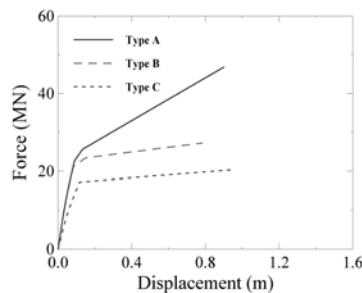


(b) SB-2

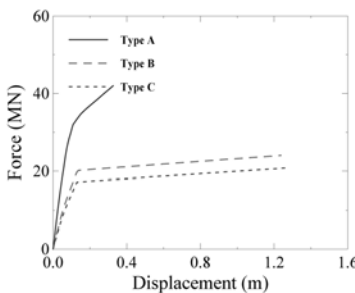


(c) SB-3

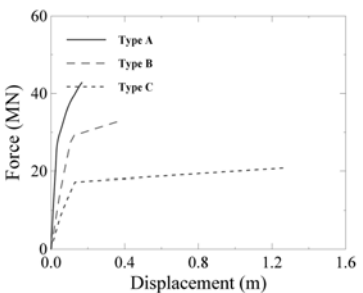
그림 12 비탄성 정적해석에 의한 교량 SB의 등가단자유도 힘-변위곡선 (등가단자유도 방법: S1방법)



(a) SB-1



(b) SB-2



(c) SB-3

그림 13. 비탄성 정적해석에 의한 교량 SB의 등가단자유도 힘-변위곡선 (등가단자유도 방법: S2방법)

B가 유사하며 형식 C는 다소 차이가 남을 알 수 있다. 비대칭 교량 SB-2와 SB-3에 대한 변형형상은 형식 별 차이가 대칭교량에 비해 크게 발생함을 알 수 있다. 교량 LB에 대한 변형형상의 비교로부터 교량의 경간수가 많아짐에 따라 형식별 변형형상의 차이가 크지 않음을 알 수 있으며 이러한 경향은 대칭, 비대칭 교량 모두에 동일하게 나타난다. 이는 교량의 경간수가 증가할수록 상부구조의 황방향 강성이 작아지므로 교량의 변형에 미치는 영향이 교각들의 강성에 비해 줄어들기 때문이다.

등가단자유도 방법인 S1 방법과 S2 방법을 이용한 교량 SB에 대한 힘-변위 관계를 그림 12와 그림 13에 나타내어 비교하였다. 힘-변위 곡선에서의 봉귀점은 여러 교각 중 하

나라도 극한모멘트에 도달하면 교량 전체가 극한상태에 도달한다고 가정하여 산정하였다. 그림 12(a)의 대칭교량 SB-1에서는 비대칭 교량인 SB-2와 SB-3의 경향과는 달리 형식 A와 형식 B의 등가저항력이 상당히 유사하게 산정되었다. 이는 S1 방법의 등가저항력이 식 (3)과 같이 형상벡터와 교각에 작용하는 전단력을 각각 곱해서 이를 모두 합산하여 산정되므로 비탄성 정적해석시 하중의 증가량이 동일하고, 그림 10(a)에서와 같이 형상벡터가 비슷하기 때문이다. 형식 C는 상부구조물 없이 교각만으로 이루어진 모델로서 각각의 교각이 독립적으로 거동을 하지만 각 교각의 변위응답을 등가변위응답 산정식인 식 (2)를 이용하여 시스템을 대표하는 하나의 등가응답으로 전환하여 나타낼 수 있다. 대칭교량

SB-1에 대한 형식 C의 등가저항력은 형식 A와 형식 B에 비하여 60% 수준의 크기를 가진다. 이는 상부구조의 강성이 제거되었기 때문에 횡방향 저항능력이 그 만큼 줄었다는 것을 의미한다. 그림 12(b)와 (c)를 비교해 보면 비대칭성이 커질수록 형식 A와 형식 B의 등가저항력의 차이가 커짐을 알 수 있다. 이는 등가저항력은 식 (4)에 나타난 정의와 같이 그림 10에 나타난 변형 형상벡터의 영향을 받기 때문이며 전체적인 변형형상이 큰 경우에 등가저항력도 크게 산정되었음을 알 수 있다.

S2 방법은 교각뿐만 아니라 교대의 전단력을 단순히 합산하여 고려하며 교대의 전단력을 반영하지 않는 S1 방법보다 등가저항력을 크게 반영한다고 할 수 있다. 그림 13에서와 같이 교대 및 상부구조의 아칭작용이 반영되는 형식 A가 가장 큰 등가저항력을 나타내며 그 다음으로 형식 B 그리고 교각의 영향만을 고려하는 형식 C가 가장 작게 계산되었다. 아칭작용의 영향을 형식 A와 형식 C에 대한 붕괴점에서의 등가저항력의 차이로 나타낸다면 SB-1, SB-2 및 SB-3에서 각각 그 차이는 26.4 MN, 21.1 MN 그리고 21.9 MN이며, 형식 A의 저항력이 형식 C의 약 2배 정도를 나타내었다. 이는 교량 SB에는 상부구조의 아칭작용에 의한 등가저

항력이 교각만의 등가저항력에 비해 100%의 증가효과가 나타남을 의미한다. 즉, 상부구조의 아칭작용이 분담하는 저항력이 교각이 분담하는 저항력과 거의 동일함을 의미한다. 즉 아칭작용의 영향이 교량 SB에서는 무시할 수 없을 정도로 존재함을 의미한다.

교량 SB의 힘-변위 관계를 나타낸 그림 12와 그림 13에서 각 교량별 형식(A, B, C)에 따라 붕괴변위가 다르게 산정되는 것을 알 수 있는데 이러한 원인은 교각들의 높이 분포가 동일하더라도 교대에서의 경계조건과 상부구조물의 유무에 따라 각 교각의 변위를 구속하는 정도가 달라지기 때문이다. 형식 C의 경우는 교각의 변위를 구속하는 상부구조가 없기 때문에 붕괴모멘트에 도달하는 경우의 변위가 가장 크게 유발된다. 비대칭 교량 SB-3의 경우에는 짧은 교각이 교량의 중간부에 위치하고 있기 때문에 변위를 구속하는 영향이 크게 작용하여 붕괴변위가 가장 작게 나타나고 있음을 알 수 있다. 형식 A와 같이 교대 및 상부구조의 구속효과가 작용하는 경우 교각의 높이에 따른 강성의 변화는 모멘트 재분배 효과에 의해 등가변위 산정에 영향을 미치게 된다. 교각의 높이가 작아질수록 강성이 증가하여 짧은 교각이 부담하는 전단력은 증가하게 되며 이로 인해 짧은 교각의

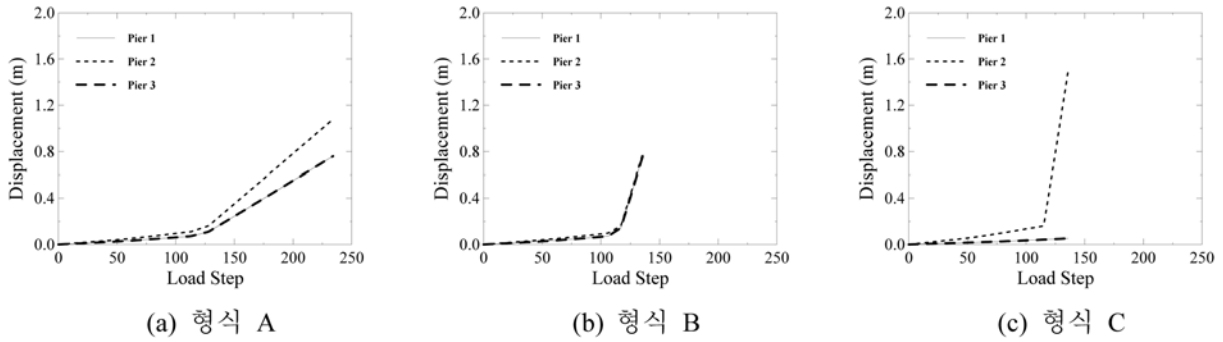


그림 14. 대칭교량 SB-1에 대한 하중단계별 교각별 변위응답

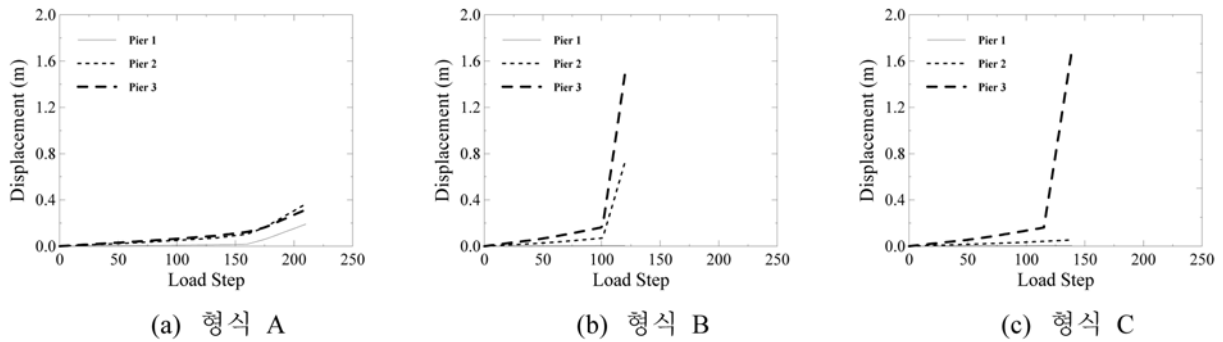


그림 15. 비대칭교량 SB-2에 대한 하중단계별 교각별 변위응답

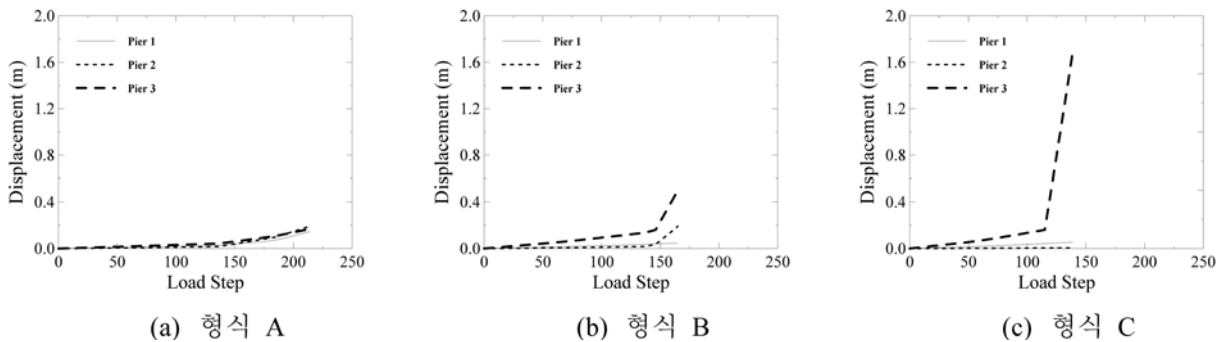


그림 16. 비대칭교량 SB-3에 대한 하중단계별 교각별 변위응답

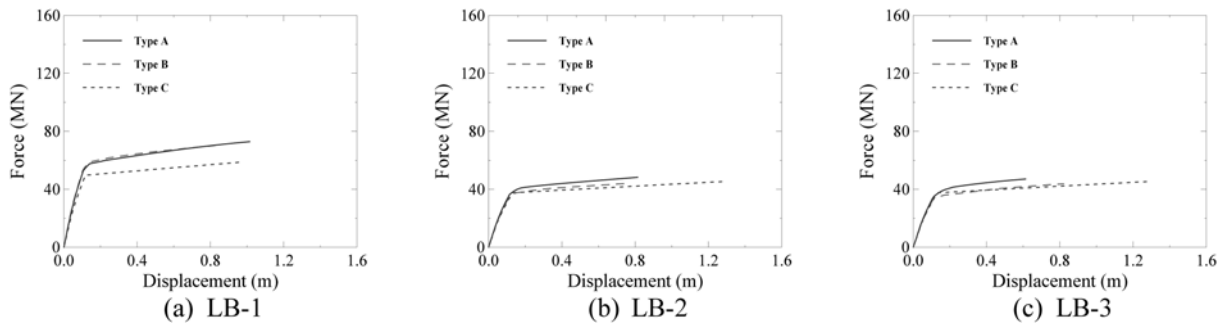


그림 17. 교량 LB의 힘-변위곡선 (등가단자유도 방법: S1방법)

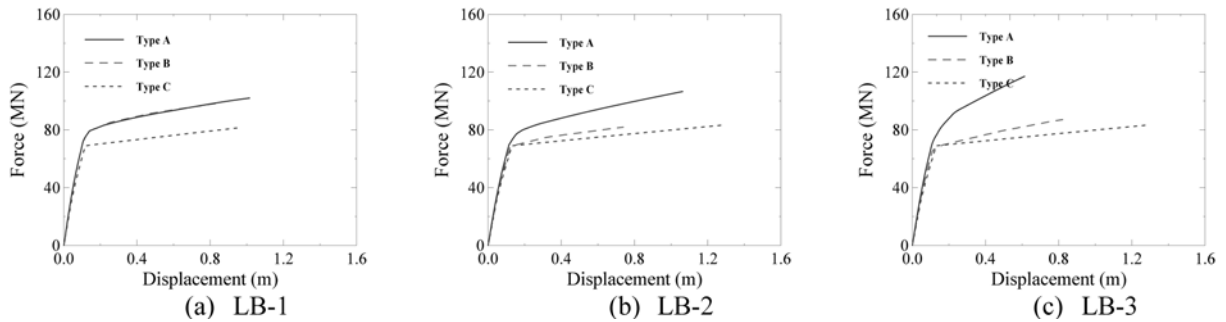


그림 18. 교량 LB의 힘-변위곡선 (등가단자유도 방법: S2방법)

비탄성 거동이 다른 교각에 비해 먼저 발생하게 된다. 그러므로 붕괴모멘트 또한 구속이 없는 경우에 비하여 작은 변위에서도 발생하게 된다. 이러한 경향은 대칭교량보다는 비대칭교량에서 더욱 두드러지게 나타나고 있으며 그 결과로 비대칭 교량인 SB-2와 SB-3가 대칭교량인 SB-1에 비하여 교량의 저항능력은 크게 나타나고 붕괴변위는 작게 나타나는 경향을 나타내는 것이다.

비탄성 정적해석시 교량 SB에 대한 하중단계에 따른 교각의 변위응답을 그림 14-16에 나타내었다. 하중단계는 선형적으로 증가하는 등분포하중을 모든 예제구조물과 구조형식에 대하여 동일한 조건으로 적용하였다. 형식 A에 비하여 형식 B와 형식 C는 실제 존재하지는 않지만 아칭작용의 영향을 분석하기 위하여 이상적인 조건을 부여한 교각이기 때문에 비탄성 정적해석에서 교대 및 상부구조의 구속영향이 없어지면서 더 작은 하중단계에서 큰 변위가 유발되는 것을 알 수 있다. 이는 동일한 횡하중에 대하여 형식 B와 형식 C의 교량이 형식 A의 교량에 비하여 변위응답이 보다 증가함을 의미하며, 손상을 받을 가능성 또한 증가함을 의미한다. 즉, 교대에 의한 아칭작용이 제거된 형식 B와 교대 및 상부구조의 아칭작용이 완전히 제거된 형식 C로 갈수록 하중단계가 작은 부분에 비탄성 거동이 발생하며 변위응답도 급격하게 증가함을 알 수 있다. 구조형식에 따른 하중단계별 각 교각의 변위응답의 비교를 통하여서도 아칭작용에 의한 구속효과가 증가할수록 교각의 변위응답이 작아지고 특정한 교각에 비탄성 거동이 집중됨을 방지하며, 모멘트 재분배에 의한 급격한 비탄성 거동의 증가를 방지하는 기능을 함을 알 수 있다.

비탄성 정적해석으로부터 구한 교량 LB에 대한 힘-변위관계는 그림 17과 그림 18에 나타내었다. 그림 17(a)에서 힘-변위 관계에 대한 형식 A와 형식 B의 차이가 없는 것은 앞서 교량 SB에서 설명한 원인과 같으며, 전반적으로 형식

별 등가저항력의 차이가 교량 SB에 비해 상당히 감소하는 것을 알 수 있다. 그리고 S2 방법을 적용한 그림 18(a)의 교량 LB-1은 형식 A와 형식 B에서 유사한 등가저항력을 갖는 것으로 계산되었다. 이러한 원인은 교량 LB-1은 대칭교량으로 교각의 높이에 따른 강성의 분포가 좌우대칭이며 대부분의 횡하중이 교각에 분배되며 교대에 분배되는 전단력의 비중이 작기 때문이다. 즉, 교대에 의한 구속이 제거되더라도 횡방향 하중에 의해 교각의 분배되는 저항력은 거의 동일하게 발생하며 상대적으로 교대에서의 전단력의 부담비율은 교각들에 비하여 무시할 정도로 작아지기 때문이다. 그러나 나머지 비대칭 교량인 LB-2, LB-3에서는 형식에 따른 저항력의 차이가 뚜렷하게 발생함을 알 수 있다. 그림 12, 13과 그림 17, 18을 비교하여 보면 교량 SB에서는 교각이 항복하기 전에 힘-변위 관계곡선의 기울기가 형식 별로 차이를 나타내나 교량 LB에서는 항복하기 전 힘-변위 관계곡선의 기울기가 형식 별로 유사한 경향을 나타내고 있다. 이는 교량 LB에서는 등가저항력이 주로 교각들에 분담되는 횡하중(전단력)의 지배를 받기 때문이며 교대에 분담되는 횡하중의 영향이 작기 때문이다.

교대의 상부구조에 대한 횡방향 구속효과에 의해서 아칭작용이 증가되며, 증가된 아칭작용은 지진하중과 같은 횡방향 하중에 대한 구조물의 저항능력을 증가시키는 역할을 한다. 교대의 구속에 의한 아칭작용의 영향을 알아보기 위해 교대에 작용하는 전단력을 구조물에 작용하는 총전단력에 대한 비율을 산정하였다. 비탄성 정적해석에서 가해진 횡하중에 의해 유발되는 교각과 교대의 전단력 부담률을 계산하여 그림 19에 나타내었다. 그림 19에 나타난 전단력 부담률은 비탄성 정적해석이 종료되는 시점(붕괴점)에서의 각 교대 및 교각에 작용하는 전단력의 비율을 나타낸 것이다. 그림 19(a)는 교량 SB의 교대와 교각의 전단력의 부담률을 나타낸 것으로, 14 m, 21 m, 14 m의 교각높이를 갖는 대칭교량

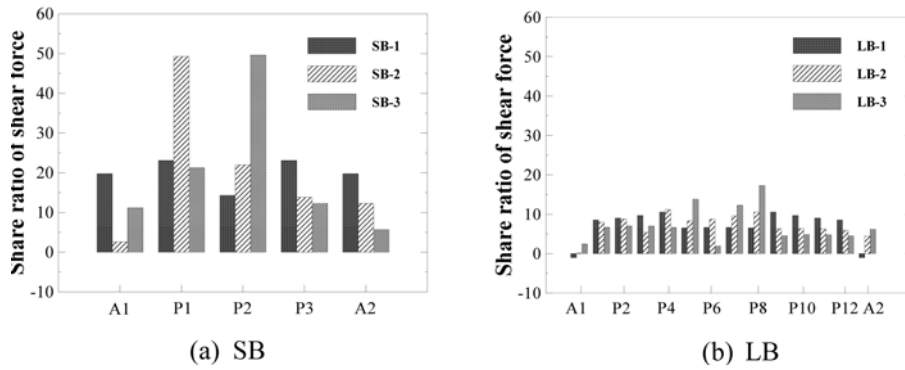


그림 19. 교각과 교대의 전단력 분담률(%) (형식 A)

SB-1에서는 교대와 교각에 작용하는 전단력이 비슷한 값을 나타내었다. 그러나 비대칭성이 강한 비대칭교량 SB-2, SB-3에서는 대칭교량 SB-1에 비해 교대에 작용하는 전단력의 비율이 상당히 작게 산정되었다. 이는 비대칭교량 SB-2와 SB-3에서는 높이가 7 m인 상대적으로 짧은 교각이 있어서 이 교각의 횡방향 강성이 다른 교각에 비하여 크므로 전체 전단력의 약 50% 정도가 이 교각에 집중되기 때문이다. 그림 19(a)와 그림 12, 13을 비교하면 교대에 작용하는 전단력의 합이 클수록 등가저항력의 크기도 크게 나타남을 알 수 있다. 이는 교대에 전단력이 많이 작용할수록 이칭작용도 크게 나타난다는 의미로 해석할 수 있다. 그림 19(b)는 교량 LB에서 교대와 교각의 전단력 분담률을 나타내었는데 교각의 수가 12개로 교량 SB에 비하여 4배가 증가하였기 때문에 교각들이 분담하는 전단력의 합은 증가되는 반면에 각각의 교대가 분담하는 전단력의 비율은 감소하였다. 그리고 교량 LB-1의 경우에는 전단력의 방향이 다른 교량과는 반대방향으로 나타난다.

등가변위 증가에 따른 등가저항력과 교대에 작용하는 전단력의 관계를 그림 20과 그림 21에 나타내었다. 변위가 증가

함에 따라 교대에 작용하는 전단력도 대부분 선형적으로 증가하였으며 교량 LB-1의 경우는 교각의 비탄성 거동이 증가함에 따라 교대에 작용하는 전단력의 작용방향이 바뀌는 현상이 발생한다. 교대의 전단력의 방향이 바뀐 것은 대부분의 전단력을 중앙부분의 교각들이 부담하면서 횡방향 치짐도 그림 11에 나타난 바와 같이 중앙경간에 집중적으로 발생할 경우에는 교대 근처에서는 미소하지만 상판의 치짐이 과도한 치짐을 구속하는 효과에 의해 반대방향의 치짐이 발생하기 때문에 교대가 분담하는 전단력의 방향도 바뀐 것으로 판단된다. 교량 SB에 비해 교량 LB의 경우가 전체 등가저항력 산정에서 교대 전단력의 영향이 작아지는 것을 알 수 있다. 이는 앞에서 설명한 바와 같이 교각의 증가로 인해 대부분의 횡방향 하중을 교각에서 부담하기 때문이다. 교대에 작용하는 전단력의 비율의 관점에서 분석하면, 교대에 작용하는 전단력의 비율이 커질수록 등가저항력도 크게 나타나며 이는 교대에 작용하는 전단력의 비율과 이칭작용의 연관성이 있음을 의미한다.

이칭작용은 구조물의 하부구조와 상부구조의 강성비에 영향을 받는다. 상부구조의 강성이 하부구조에 비하여 크다면

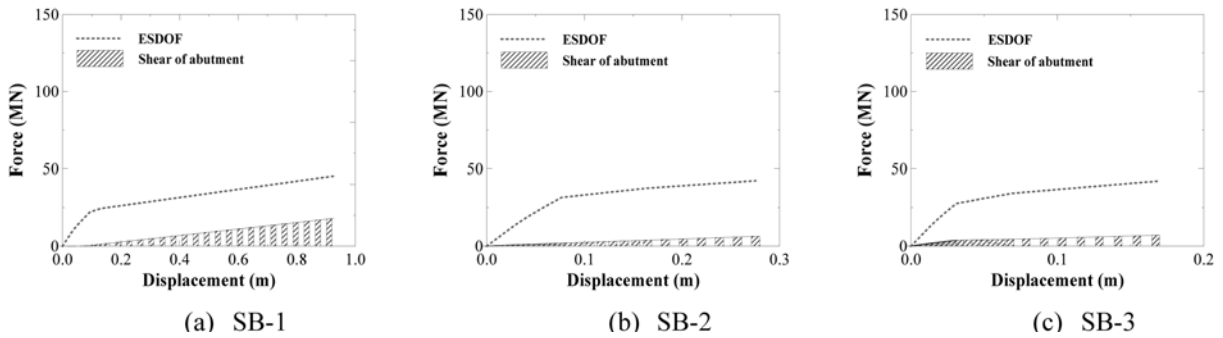


그림 20. 교량 SB(형식 A)에 대한 등가저항력 및 교대에 작용하는 전단력

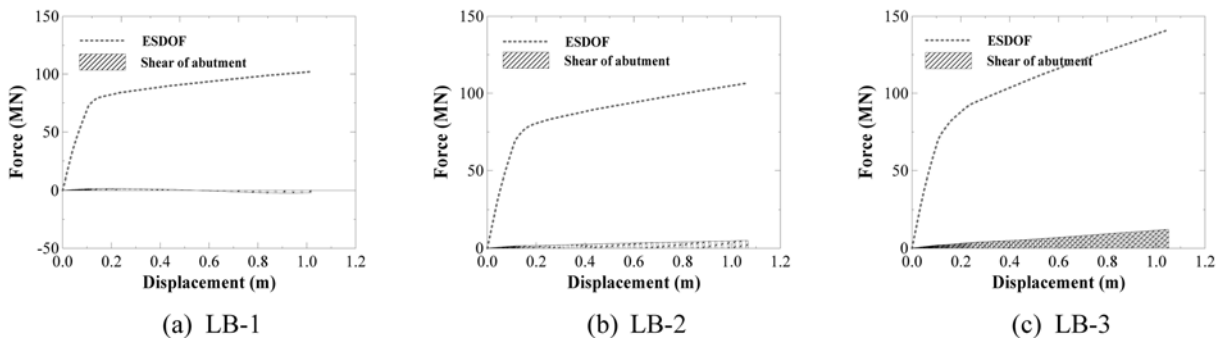


그림 21. 교량 LB(형식 A)에 대한 등가저항력 및 교대에 작용하는 전단력

표 2. 예제교량(형식 A)의 상부구조와 하부구조의 강성(K_D , K_P) 및 강성비(K_{ratio})의 비교

구분	Short Bridge			Long Bridge		
	SB-1	SB-2	SB-3	LB-1	LB-2	LB-3
K_D (kN/m)	14981.3			436.4		
K_P (kN/m)	215188.1	871164.8	871164.8	794807.7	13870769.9	13870769.9
K_{ratio}	14.4	58.2	58.2	1821.2	31783.4	31783.4

표 3. 예제교량(형식 A)의 교량길이에 대한 횡방향 변위비율 산정

예제교량의 구분	K_{ratio}	최대변위응답 (m)	교량길이에 대한 횡방향 변위의 비율(%)
SB (교량길이: 200 m)	SB-1	14.4	0.144
	SB-2	58.2	0.097
	SB-3	58.2	0.070
LB (교량길이: 650 m)	LB-1	1821.3	0.191
	LB-2	31784.5	0.156
	LB-3	31784.5	0.159

변위응답은 상부구조의 강성이 지배하고 이 경우에 아칭작용의 영향이 크다고 할 수 있다. 반면에 상부구조의 강성이 하부구조의 강성에 비하여 작다면 변위응답의 영향은 하부구조의 강성에 지배적으로 영향을 받으며 이 경우에는 아칭작용이 발생하지 않는다고 할 수 있다. 아칭작용의 정도를 나타내는 하나의 척도로서 교량의 상부구조와 하부구조인 교각의 상대적인 강성비를 식 (6)을 이용하여 표 2에 나타내었다.

$$K_{ratio} = \frac{\sum K_P}{K_D} \quad (6)$$

여기서 K_P 는 교각의 강성을, K_D 는 상부구조계의 강성을 의미하는 것으로 각각 $K_P=(3E_P I_P)/L_P^3$, $K_D=(48E_D I_D)/L_D^3$ 로 산정하였다. $E_P I_P$ 와 L_P 는 각 교각의 휨강성과 길이를, $E_D I_D$ 와 L_D 는 상부구조의 횡방향 휨강성과 전체길이를 각각 의미한다.

표 2에서 알 수 있듯이 교량의 길이가 짧은 교량 SB가 14.4와 58.2의 강성비를 갖는 것으로 나타났는데 이는 실제 국내에서 시공된 철근 콘크리트 교량의 상부구조와 교각의 강성비가 7-380의 범위의 값을 갖는다는 연구결과(곽효경 외, 2007) 값과 일치하는 경향을 나타내었다. 이처럼 교각과 상부구조의 강성의 차이가 크지 않기 때문에 상부구조의 아칭작용이 발생함을 의미한다. 반면에 교량 LB에서는 강성비의 값이 상당히 크게 산정되었는데 이는 상부구조의 강성은 상부구조 길이의 3제곱에 반비례하므로 교량의 길이가 길어짐에 따라 강성이 크게 감소하기 때문이다. 또한 교량의 길이가 길어지면서 교각의 수도 증가하기 때문에 교각 강성의 합이 증가하게 된다. 따라서 교량 LB와 같이 교량의 길이가 길어지는 경우 강성비의 비교를 통해서도 아칭작용이 영향이 작아짐을 확인할 수 있다.

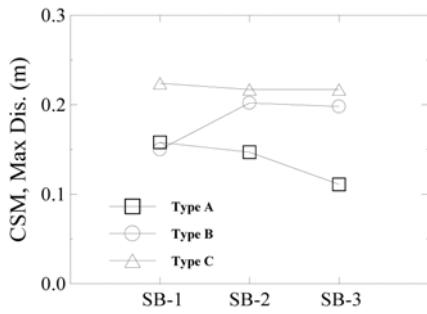
역량스펙트럼 해석에 의해 최대변위응답을 구한 후 이를 교량길이에 나누어 준 값인 횡방향 변위의 비율을 산정하여 표 3에 나타내었다. 길이가 200 m인 교량 SB에서는 교량 길이에 대한 횡방향 변위의 비율이 최대 0.072%에서 최소 0.035%로 산정되었는데 이는 교량 LB에서의 비율을 약 2배 정도 크게 평가하는 값이다. 그리고 교량길이에 대한 횡방향 변위의 비율은 강성비와 연관성이 있음을 표 3을 통하여 알 수 있다. 즉, 강성비가 작을수록 교량길이에 대한 횡변위의

비율이 크게 나타남을 알 수 있다. 아칭작용은 교량의 전체 길이가 짧으며 교량 길이에 비해 횡방향 변위가 충분히 큰 경우에 발생하기 때문에 교량 SB에서 아칭작용이 발생할 조건을 만족하였다고 할 수 있으며 교량 LB의 경우는 아칭작용이 발생하더라도 교량 SB에 비해서는 매우 작은 것이라는 것을 의미하기도 하다.

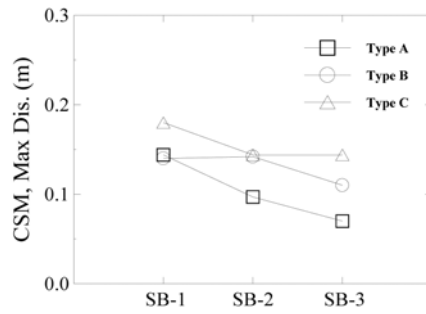
4.2 역량스펙트럼해석과 비탄성 시간이력해석에 대한 아칭작용의 영향 분석

해석교량에 대한 비탄성 최대변위응답 산정은 역량스펙트럼방법과 비탄성 시간이력해석을 이용하였으며, 역량스펙트럼방법을 이용해 성능점을 산정하는 절차는 관련논문(송종걸, 2004)에서 제안된 방법을 적용하였다. 산정된 성능점은 등가 단자유도계에 대한 변위이므로 이를 최대변위 발생 교각의 변위로 환산하기 위해 등가단자유도 변위에 형상벡터를 곱하여 최대변위를 산정하였다. 각 교량의 길이(SB, LB), 대칭교량(SB-1, LB-1)과 비대칭교량(SB-2, SB-3, LB-2, LB-3) 그리고 교대와 상부구조의 구속조건(형식 A, B, C) 등의 변수에 대한 최대변위응답의 비교를 그림 22와 그림 23에 나타내었다.

아칭작용의 발생조건은 교대의 구속에 의한 경우와 상부구조물에 의한 교각의 구속작용에 의한 경우 등으로 구분할 수 있다. 그림 22(a)는 S1 방법을 적용하여 교량 SB에 대한 상부구조 형식별 최대변위를 비교한 것으로써 대칭교량 SB-1은 형식 A와 B의 최대변위가 유사하게 산정되었다. 이는 그림 12(a)에서와 같이 대칭교량 SB-1의 경우에는 형식 A와 B의 힘-변위곡선의 기울기인 구조물의 강성과 그림 10(a)에서 두 형식의 형상벡터가 유사하기 때문이다. 그러나 비대칭 교량인 SB-2, SB-3에서는 교각의 강성차이로 인해 교대에 분담되는 전단력에 차이가 발생하고 이는 등가저항력과 최대변위 산정에 영향을 미치게 되므로 형식 A와 B에 의한 최대변위 차이가 크게 발생하였다. 형식 A와 형식 C의 차이는 교량에 발생하는 총 아칭작용의 영향을 최대변위의 양으로 나타낸 것으로 형식 C의 경우는 아칭작용 발생조건에 해당하지 않으므로 아칭작용이 전혀 발생하지 않는다. 아칭작용의 영향으로 형식 A는 형식 C에 비해 최대변위가

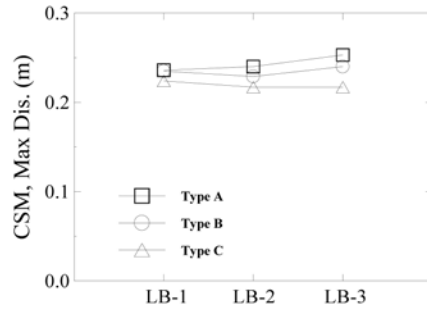


(a) S1 방법

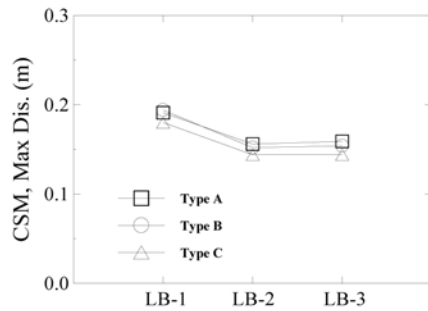


(b) S2 방법

그림 22. 교량 SB에 등가단자유도 방법에 따른 대한 상부구조 형식별 최대변위 비교



(a) S1



(b) S2

그림 23. 교량 LB에 등가단자유도 방법에 따른 대한 상부구조 형식별 최대변위 비교

교량 SB-1, SB-2, SB-3에 대해 각각 70.5%, 67.7% 그리고 51.2%의 작은 값을 나타냈다. 형식 B와 형식 C의 차이는 상부구조물에 의한 교각의 구속으로 인한 아칭작용의 영향을 나타내는데 대칭교량인 SB-1의 경우가 비대칭 교량인 SB-2와 SB-3의 경우보다 크게 나타남을 알 수 있다.

아칭작용의 영향정도를 분석하기 위하여 S2 방법을 이용한 역량스펙트럼 해석으로부터 구한 최대변위응답을 비교하여 그림 22(b)에 나타내었다. 그림 22(a)와 같이 SB-1의 경우에는 형식 A와 B의 최대변위가 비슷한 경향을 나타냈다. 이는 S2 방법이 식 (5)와 같이 교대와 교각에 발생하는 전단력의 총합으로 등가저항력을 산정하므로 형식 A와 B에 발생하는 총전단력의 합은 동일하며, SB-1이 대칭교량이므로 형상벡터도 형식 A와 B에 대하여 비슷하기 때문이다. SB-2에서는 형식 A의 최대변위가 형식 B에 비해 약 32% 작게 평가되었다. 이는 등가저항력은 동일하지만 교대의 구속으로 인한 아칭작용의 영향으로 최대변위가 형식 A에서 작게 산정되었기 때문이다. 형식 B는 상부구조에 의한 구속효과가 존재하지만 형식 A에 비하면 그 효과가 상대적으로 작다. SB-3의 경우도 SB-2의 경우와 비슷한 경향을 나타내었다. 형식 C가 형식 A와 B에 비해 최대변위를 크게 평가하고 있으며, 비대칭성이 증가할수록 두 형식 별 아칭작용에 의한 차이가 증가하였다. 형식 B와 형식 C의 최대변위 차이는 상부구조물의 구속작용에 의한 아칭작용에 영향을 나타낸다. 교각의 높이가 순차적으로 증가하는 경우(SB-2)는 교각의 강성이 왼쪽에서 오른쪽으로 일정하게 감소하므로 교각별 변위 또한 이와 유사한 경향을 나타낸다. 따라서 상부구조의 구속 영향은 거의 발생하지 않게 되므로 형식 B와 형식 C의 최대변위도 거의 차이가 없음을 알 수 있다. 이는 교량 SB-2의 경우는 상부구조의 교각 구속에 의한 아칭작용은 거의 발생하지 않음을 의미한다.

교량 LB에 대한 등가단자유도 S1 방법과 S2 방법을 이용한 역량스펙트럼 해석(CSM)으로부터 구한 최대변위를 형식 별로 비교하여 각각 그림 23에 나타내었다. 형식별 변위응답의 차이는 교량 SB의 경우보다 작게 나타남을 알 수 있으며 이는 교량의 길이가 길어질수록 또는 교각의 수가 증가할수록 교대와 상부구조의 구속에 의한 아칭작용의 영향이 작아짐을 의미한다. S1 방법을 이용한 역량스펙트럼해석의 최대변위가 S2 방법의 경우보다 전반적으로 크게 나타났으며, 특히 비대칭 교량인 LB-2와 LB-3의 경우에는 이 차이가 두드러짐을 알 수 있다. 이는 그림 17과 그림 18에 나타난 등가단자유도 힘-변위 곡선의 비교로부터 S2 방법을 이용한 힘-변위 관계의 등가저항력이 S1 방법의 경우보다 크며 특히 비대칭 교량의 경우에는 S2 방법의 경우가 S1 방법에 비하여 대략 2배정도의 저항력의 크기를 가짐을 알 수 있다. 등가저항력이 커질수록 역량스펙트럼 방법에서 역량곡선의 값이 증가하게 되어 요구도 곡선과 작은 변위 값에서 교차되게 되므로 변위응답은 감소하게 된다. 또한 교량 LB에서 형식 A가 나머지 형식보다 최대변위응답이 크게 산정되었다. 이는 교량 LB-1,2,3의 등가변위는 유사하게 산정되었지만 그림 11에서와 같이 최대변위가 발생하는 교각에서의 형상벡터값이 형식 A의 경우가 다른 형식에 비해 크게 산정되었기 때문이다.

교량형식별 비탄성 시간이력해석(THA)에 의한 최대변위를 비교하여 그림 24에 나타내었다. 비탄성 시간이력해석에서 형식 C의 경우는 교각이 개별적으로 지진응답을 하게 되므로 하나의 교각에 대한 해석과 동일하며 이는 교량의 전체적인 응답을 반영하는 것이 아니므로 교량형식에 상관없이 일정한 값을 나타냄을 알 수 있다. 그러나 그림 22와 그림 23에 나타난 역량스펙트럼에 의한 형식 C의 결과는 형식별 차이를 나타내는데 이것은 역량곡선을 비탄성 정적해석에서

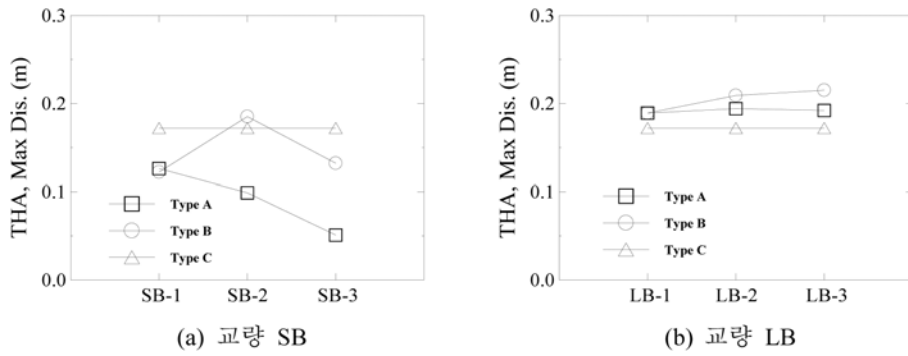


그림 24. 교량형식별 비탄성 시간이력해석에 의한 최대변위의 비교

구한 형상벡터를 반영하여 산정했기 때문에 교각만 있는 형식 C의 경우도 형상벡터에 의해 교량전체의 응답으로 전환하여 반영하는 개념이기 때문이다. 그림 24의 형식 C는 큰 의미가 없는 값이라고 할 수 있기 때문에 형식 A와 형식 B의 차이에 대한 경향을 위주로 분석하는 것이 의미가 있다. 그림 24에 나타난 대칭교량에 대한 형식 A와 형식 B의 경우는 최대변위가 유사함을 알 수 있는데 이는 그림 22와 그림 23의 역량스펙트럼해석의 경우와도 일치하며 대칭교량의 경우에는 교대의 구속에 의한 아칭작용이 무시할 정도로 작음을 의미하며 비대칭 교량의 경우에 교대의 의한 아칭작용이 크게 작용함을 나타낸다고 할 수 있다. 비탄성 시간이력해석을 통하여도 길이가 짧은 교량 SB의 경우가 교량 LB에 비해 형식별 변위응답이 크게 발생하며 이는 교량의 길이가 짧을수록 아칭작용이 크게 작용함을 나타내는 것이다.

교량 SB에 대한 S1 방법과 S2 방법을 이용한 역량스펙트럼방법(CSM)으로부터 구한 최대변위를 비탄성 시간이력해석(THA)에 의한 최대변위와 비교하여 각각 그림 25와 그림 26에 나타내었다. 그림 25에 나타난 비와 같이 S1 방법을 이용한 역량스펙트럼방법으로부터 구한 최대변위를 비탄성 시간이력해석에 의한 최대변위보다 대략 20% 이상 과대평가하는 경향을 나타냈다. 이러한 원인은 S1 방법이 교대의

전단력을 증가저항력으로 반영하지 못함으로 인해 증가저항력을 작게 산정하게 되고 증가저항력이 작아질수록 역량스펙트럼방법에서 변위응답은 증가하기 때문이다. 반면에 그림 26에서와 같이 S2 방법을 이용하면 불일치율이 20%이내로 줄어드는 경향을 나타냈다. 특히 비대칭교량에서 형식 B, C에서는 변위응답이 과소평가하는 것으로 나타났다. 형식 A와 형식 C의 변위의 차이를 교대 및 상부구조의 아칭작용에 의한 변위의 차이로 볼 수 있다. 형식 A의 변위에 대한 형식 C의 변위로 비로써 나타낸다면 교량 SB의 역량스펙트럼해석의 경우는 1.2~2의 분포를 가지며 비탄성 시간이력해석의 경우에는 1.3~3.7의 분포를 가진다. 아칭작용에 의한 변위차이는 비대칭이 커질수록 커지는 경향을 나타낸다. 즉, 교량 SB-1은 대칭이고 SB-2 보다는 SB-3가 비대칭성이 보다 큰 교량인데 형식 A의 변위에 대한 형식 C의 변위비는 비탄성 시간이력해석의 경우 각각 1.3, 1.8, 3.7의 값을 나타낸다. 그리고 형식 A와 형식 B의 변위의 차이는 교대에 의한 아칭작용의 영향을 나타내는데 그림 25와 그림 26으로부터 대칭교량에서는 이 차이가 무시할 정도로 작으며 비대칭 교량의 경우에는 대부분의 아칭작용이 교대의 구속에 의해 발생함을 알 수 있다.

교량 LB에 대한 S1 방법과 S2 방법을 이용한 역량스펙

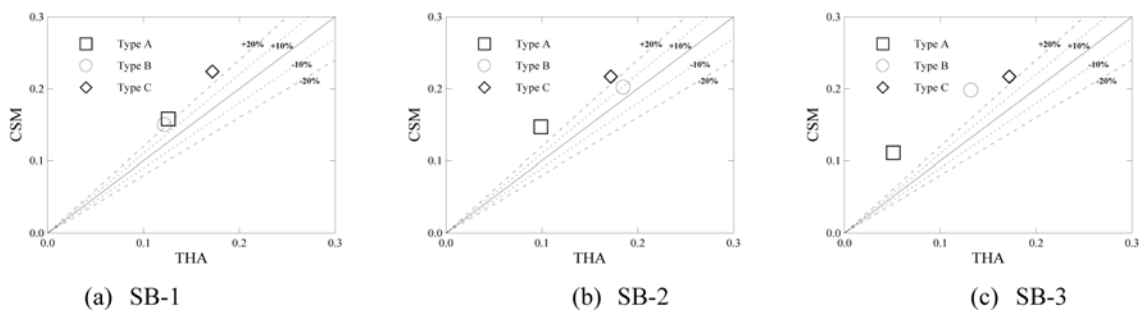


그림 25. S1 방법을 이용한 CSM과 THA에 의한 최대변위의 비교(교량 SB)

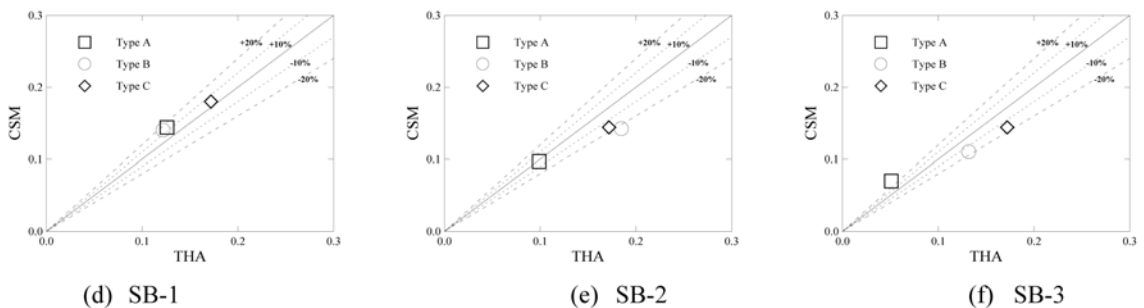


그림 26. S2 방법을 이용한 CSM과 THA에 의한 최대변위 비교(교량 SB)

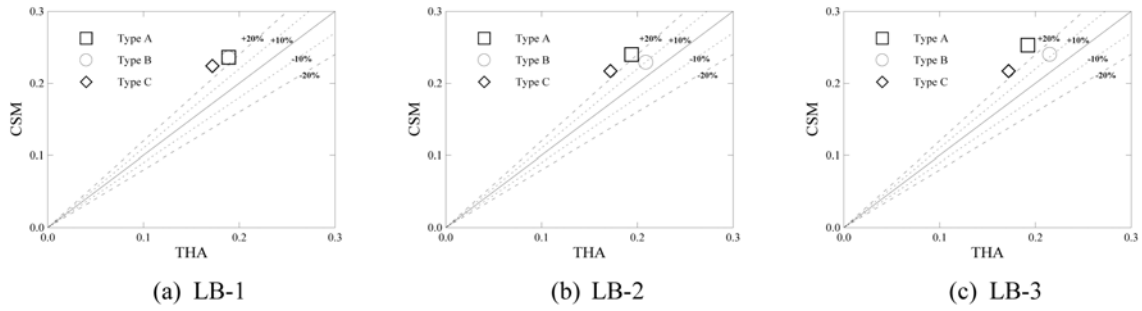


그림 27. S1 방법을 이용한 CSM과 THA에 의한 최대변위 비교(교량 LB)

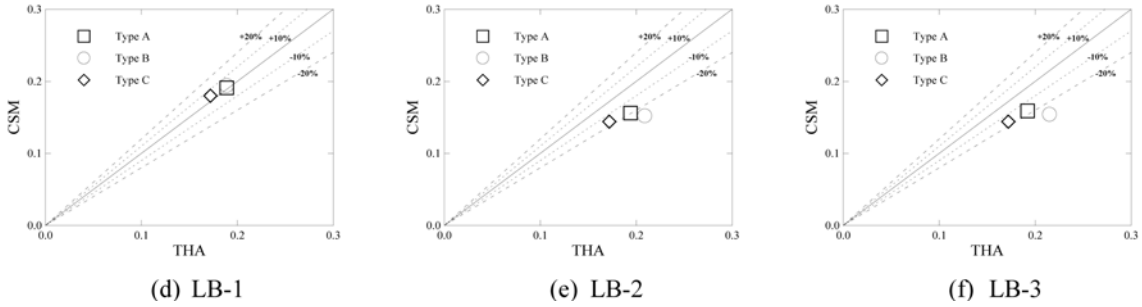


그림 28. S2 방법을 이용한 CSM과 THA에 의한 최대변위 비교(교량 LB)

트럼방법(CSM)으로부터 구한 최대변위를 비탄성 시간이력해석(THA)에 의한 최대변위와 비교하여 각각 그림 27과 그림 28에 나타내었다. 그림 25과 그림 26에 나타난 교량 SB의 경우와는 달리 형식 A, B, C에 따른 변위응답의 차이가 역량스펙트럼 해석과 비탄성 시간이력해석의 경우 모두 작게 나타남을 알 수 있다. 이는 교량 LB의 경우에는 아칭작용의 변위응답에 대한 영향이 작음을 의미한다. 교량 LB의 경우에는 형식 A의 변위가 형식 C의 경우보다 대체적으로 변위가 크게 나타났다. 이는 아칭작용에 의한 변위의 구속효과가 발생한 것이 아니라 오히려 상부구조가 교각의 개별적인 변위응답 보다 변위를 증가시키는 방향으로 작용하였음을 의미한다. 즉 인접 교각들의 지진응답에 의한 관성력을 상부구조를 통해서 전달 받아서 개별 교각일 경우보다 변위가 증폭된 것으로 판단된다. 형식 A와 형식 B의 변위의 차이는 교대에 의한 아칭작용을 의미하는데 대칭교량인 LB-1에서는 변위차이가 없으므로 교대에 의한 아칭작용이 발생하지 않음을 의미한다. 비대칭 교량인 LB-2와 LB-3의 경우에는 역량스펙트럼해석에 의해서는 형식 A의 변위가 크게 나타나며 비탄성 시간이력해석의 경우에는 형식 B가 형식 A보다 대략 5% 미만의 값으로 큰 변위응답을 나타낸다. 이는 비탄성 시간이력해석이 보다 정확한 교량구조물의 응답을 나타냄으로 장대교량의 미소한 아칭작용은 역량스펙트럼해석으로는 나타내지 못함을 의미한다.

5. 결 론

지진과 같은 횡방향 하중에 대하여 교량 상부구조와 교대의 구속 등에 의해 발생하는 아칭작용의 영향을 분석하기 위하여 4경간 교량 SB와 13경간 교량 LB를 대상으로 역량스펙트럼해석과 비탄성 시간이력해석을 수행하여 그 결과를 비교·평가하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 교대의 상부구조 구속에 의한 아칭작용의 영향은 교대에

작용하는 전단력의 분담비율과 유사한 관계가 있음을 알 수 있다. 교대에 의한 아칭작용이 클수록 교대의 전단력 분담비율도 크게 나타난다. 아칭작용이 작게 유발되는 교량 LB에서 교대의 전단력 분담률은 교량 SB와 달리 낮게 산정되었다.

- 상부구조의 아칭작용의 영향은 상부구조의 강성에 대한 하부구조의 강성비외도 관계가 있음을 알 수 있다. 교량 SB의 경우는 14.4와 58.2의 강성비를 갖는 것으로 나타났는데 이처럼 교각과 상부구조의 강성의 차이가 크지 않기 때문에 상부구조의 아칭작용이 변위응답에 영향을 미치게 된다. 반면에 LB에서는 강성비의 값이 상당히 크게 산정되었는데 이는 상부구조의 강성이 하부구조에 비하여 상당히 작음을 의미하므로 아칭작용의 영향은 작다고 할 수 있다.
- 역량스펙트럼해석에서 아칭작용의 영향을 평가하기 위하여 세가지 형식에 대한 최대변위를 비교하였다. 형식 A와 형식 C의 변위차이가 교대 및 상부구조의 아칭작용의 영향을 나타내는데 교량 SB가 교량 LB에 비하여 변위차이가 크게 나타났으며 교량 LB의 경우에는 형식 A의 변위가 형식 C의 변위보다 크게 평가가 되었는데 이는 역량스펙트럼해석은 미소한 아칭작용의 영향은 제대로 평가하지 못함을 의미한다.
- 형식 A와 형식 B의 변위의 차이는 교대에 의한 아칭작용의 영향을 나타내는데 대칭교량에서는 이 차이가 무시할 정도로 작으며 비대칭 교량의 경우에는 대부분의 아칭작용이 교대에 의해서 발생함을 알 수 있다. 형식 B와 형식 C의 변위차이는 상부구조에 의한 아칭작용의 영향을 나타내는데 대칭교량인 경우가 비대칭 교량보다 보다 큰 값을 나타낸다. 이는 대칭교량은 상부구조에 의한 아칭작용의 영향이 지배적이며 비대칭교량의 경우에는 교대에 의한 아칭작용이 지배적임을 알 수 있다.
- 역량스펙트럼해석, 비탄성 시간이력해석에 의해서 아칭작

용의 영향을 분석하였으며 아칭작용은 교량이 길이가 짧은 경우에 크게 유발되며 교량이 길이가 길어지면 무시할 정도로 작아짐을 알 수 있다. 역량스펙트럼해석의 경우는 간단한 해석기법이며 아칭작용의 영향을 해석결과에 적절히 반영함을 알 수 있지만, 교량의 길이가 긴 경우에는 아칭작용이 아주 작으므로 비탄성 시간이력해석과는 달리 아칭작용의 영향을 나타내지 못함을 알 수 있다.

감사의 글

본 연구는 2007년도 강원대학교 학술연구조성비에 지원되었으며 이에 감사 드립니다.

참고문헌

- 건설교통부(2005) 도로교설계기준
- 송종걸(2004) 역량스펙트럼 방법을 이용한 다자유도 교량의 비탄성 지진응답 평가, **대한토목학회 논문집**, 대한토목학회, 제24권 제3A호, pp. 541-550.
- 송종걸, 남왕현, 정영화(2005) 횡하중 분포의 영향을 고려한 다경간 교량의 내진성능 평가를 위한 비탄성 정적해석, **대한토목학회 논문집**, 대한토목학회, 제25권 제6A호, pp. 1163-1176.
- 송종걸, 남왕현, 정영화(2006) 등가단자유도 방법의 영향을 고려한 다경간 교량의 내진성능 평가를 위한 비탄성 정적해석, **대한토목학회 논문집**, 대한토목학회, 제26권 제3A호, pp. 473-484.
- 곽효경, 신동규(2007) 연속 교량구조물의 지진성능 평가를 위한 개선된 모드별 비탄성 정적해석방법의 적용성 연구, **대한토목학회 논문집**, 대한토목학회, 제27권 제4A호, pp. 505-517.
- Applied Technology Council (1996) Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, ATC-40 Report, Redwood city, California.
- Applied Technology Council (1997) 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, CA.
- Applied Technology Council (2004) Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures (FEMA 440), ATC-55 Project, Redwood City, California.
- Basöz, N. and Mander, J.B (1999) *Enhancement of the Highway Transportation Lifeline Module in HAZUS*, Prepared for National Institute of Building Sciences, Draft 7.
- Mullin, B., Taylor, S. and Rankin, B. (2003) *Arching action in concrete slabs with novel reinforcement*, Structural Engineering. pp. 15-17.
- Priestley, M.J.N., Seible, F., and Calvi, G.M. (1996) *Seismic design and retrofit of bridges*, John Wiley & Sons, Inc.
- Reinhorn, A.M., Simeonov, V., Mylonakis, G, and Reichman (1998) *IDARC-BRIDGE: a computational platform for seismic damage assessment of bridge structures*, Technical Report MCEER-98-0011, State University of New York at Buffalo.
- SIMQKE User's Manual (1997) National information service for earthquake engineering, UC Berkeley.
- Taylor, S. and Mullin, B. (2006) Arching action in FRP reinforced concrete slabs, *Construction and Building Materials*, Vol. 20, pp. 71-80.

(접수일: 2008.8.6/심사일: 2008.9.18/심사완료일: 2009.1.28)