

# 5경간 강박스교의 내진성능검토 Earthquake Resistant Verification of a 5-Span Steel Box Girder Bridge

국승규\*  
Kook, Seung-Kyu

.....  
**ABSTRACT**

The earthquake resistant design for roadway bridges introduced in 1992 is conducted according to the "Standard Specification for Roadway Bridges", Division V, Seismic Design and the first revision of the Standard was done in 1996. However, due to the different concepts of the earthquake resistant design from those of the other designs, the provisions given in the Standard are still not applied appropriately. In this paper the verification of the earthquake resistant capacity of a bridge with typical configurations, 5-span steel box girder bridge, is carried out based on the application rules of the present Standard in order to provide clear understandings about the earthquake resistant verification and the earthquake resistant design as well.

.....  
**1. 서론**

1992년에 도입된 도로교의 내진설계는 “도로교표준시방서<sup>(1)</sup>”, 제V편 내진설계에 의거하여 수행되고 있으며 이 시방서는 1996년 1차 개정된 바 있다. 그러나 내진설계의 개념이 타 설계의 개념과 달라 아직까지 시방서 조항의 적용이 제대로 이루어지지 않고 있는 실정이다. 이 논문에서는 내진검토 및 내진설계에 대한 이해를 위해 일반적 형식인 5경간 강박스교에 대한 내진성능검토를 현 시방서의 적용방법에 의거하여 수행하였다.

**2. 5경간 강박스교의 내진성능검토**

**2.1 교량형식 및 설계일반사항**

이 논문에서는 총연장 300 m(5@60 m)인 직선교(그림 1)이며 하부구조는 V형교각(그림 2)인 5경간 강박스교를 대상으로 내진성능검토를 수행하였다. 도로교표준시방서 내진설계편에서 가속

\* 부경대학교 전임강사, 정회원

도계수  $A$ 는 0.14, 내진1등급교, 지반종류 III에 대한 지반계수  $S$ 는 1.5를 설정하였다.

## 2.2 지진해석

### 2.2.1 해석모델

지진해석은 구조해석 범용프로그램 SAP90<sup>(2)</sup>으로 수행하였으며 해석모델은 3차원모델(그림 3)로 구조부재 및 질량의 모델링은 다음과 같다. 감쇠계수는 0.05로 가정하였다.

#### 1) 구조부재

상부구조의 부재는 보요소와 셸요소로 구성하였으며 셸요소로 구성된 상판이 횡방향강성을 갖도록 membrane effect를 고려하였다. 하부구조의 부재는 보요소로 구성하였으며 상부와 하부를 연결한 보요소는 무한강성의 보요소로 받침장치의 가동방향을 모델링하였다.

- 절점 : 355 개
- 보요소 : 352 개 (박스거더, 가로보, 교각)
- 셸요소 : 240 개 (상판)

#### 2) 질량

보요소의 점질량은 입력자료의 보단면계수에 포함하였고 셸요소의 점질량은 포장하중을 고려하여 입력자료의 셸단면계수에 포함하였으며 전력구, 중앙분리대, 보도/연석의 점질량은 입력자료의 질량(mass data block)에 포함하였다.

### 2.2.2 해석방법

도로교표준시방서의 단일모드스펙트럼해석법은 예비설계에 적용할 수 있도록 단순화한 방법이며 규칙성 (선형, 사각, 교각형태 및 높이)을 만족하지 않는 교량의 경우 해석의 정확도가 낮아지므로 실시설계 및 검토에의 적용은 부적합하다. 따라서 검토대상 교량의 해석에는 다중모드스펙트럼해석법을 적용하였으며 해석에 고려한 모드수는 적정수준의 질량기여도를 고려하여 40개로 하였다.

교량의 경우 지진동의 두 수평방향성분, 즉 교축방향과 교축직각방향 성분을 고려하며 연직방향성분에 의한 하중은 구조물 자중에 비해 무시할 수 있으므로 일반적으로 고려하지 않는다. 따라서 교축방향과 교축직각방향의 지진동만을 해석에 고려하였으며 각 방향별 2개의 모드에 대한 고유진동수  $f$  및 주기  $T$ 는 표 1과 같고 모드 형상은 그림 4 및 그림 5와 같다.

### 2.2.3 탄성력 및 탄성변위

개별 모드에 대한 탄성지진력 및 탄성지진변위는 도로교표준시방서 V.5.2에 제시되어 있는 탄성지진응답계수  $C_s$ 를 적용하여 산출하였다.

$$C_{sm} = \frac{1.2AS}{T_m^{2/3}} \leq 2.5A \quad (1)$$

여기서  $T_m$ 은  $m$ 번째 진동모드의 주기이다. 교축방향 및 교축직각방향에 대하여 별도의 해석을 수행하고 각 방향별 개개 모드에 대한 응답성분은 제곱합평균법(SRSS Rule)으로 조합하였다.

### 2.2.4 직교지진력의 조합

지진동 방향의 불확실성을 설계에 반영하기 위해 2.2.3에서 산출한 각 방향별 탄성지진력 및 탄성지진변위를 도로교표준시방서 V.4.4에 규정한 직교지진력의 조합방법으로 하중경우 1과 하중경우 2를 산출하였다.

$$\text{하중경우 1} \cdots \text{종방향 } 100\% + \text{횡방향 } 30\% \quad (2)$$

$$\text{하중경우 2} \cdots \text{종방향 } 30\% + \text{횡방향 } 100\%$$

### 2.3 타하중과의 조합에 의한 설계지진력

구조부재별 설계지진력은 도로교표준시방서 V.4.7.1에 의거, 탄성지진력에 응답수정계수를 적용한 수정탄성지진력과 타하중과의 조합에 의해 결정된다.

$$\text{최대하중} = 1.0(D + B + F + H + E_M) \quad (3)$$

여기서,  $D$ 는 사하중,  $B$ 는 부력,  $F$ 는 유체압,  $H$ 는 횡도압,  $E_M$ 은 수정탄성지진력이며 지진하중의 방향은 가변적이므로 설계지진력은 절대값이 증가하는 방향으로 산출한다. 검토대상 교량의 경우 사하중과 지진하중을 하중조합에 고려하여 하중경우 1과 하중경우 2에 대한 하중조합 1, 하중조합 2를 산정하였다. 교각을 비롯한 구조부재의 단면이 이미 결정되어 있는 교량의 내진 성능을 검토하는 경우 응답수정계수는 적용할 수 없으므로 식 (3)의 수정탄성지진력  $E_M$ 에 탄성지진력  $E$ 를 사용하여 각 구조부재의 설계지진력을 산출하였다.

## 2.4 검토

### 2.4.1 상부구조

각 하중조합에 의해 상부구조의 강박스에 발생하는 최대응력( $\sigma_{\max}$ ,  $\tau_{\max}$ )은 표 2와 같다. 여기서  $r_a$ 와  $r_y$ 는 각각 도로교표준시방서 V.4.71의 허용응력증가계수를 고려한 SWS520Y의 허용응력( $\sigma_a$ ,  $\tau_a$ ) 및 도로교표준시방서 II.2.2.1의 항복응력( $\sigma_y$ ,  $\tau_y$ )의 최대응력에 대한 비다.

### 2.4.2 연결부

검토대상 교량에 사용된 받침장치는 강재포트받침으로 배치는 표 3과 같으며 가동단의 허용변위는 교축방향  $\pm 50 \text{ mm}$ , 교축직각방향  $\pm 10 \text{ mm}$  이다. 표 4에 제시한 하중조합 1과 하중조합 2의 교축 및 교축직각방향 변위는 G3주형에서 구한 값으로 허용변위를 초과한다.

각 하중조합에 의해 받침장치에 작용하는 설계지진력과 받침장치의 수평방향지지력은 표 5와 같다. 하중조합 1의 경우 P3교각의 교축방향, 하중조합 2의 경우 교대와 모든 교각의 교축직각방향에서 수평방향지지력을 초과한다. P3교각에 설치된 고정단의 경우 수평방향지지력은 설계지진력의 26.4%, P2교각에 설치된 일방향가동단의 경우 수평방향지지력은 설계지진력의 35.2%다.

#### 2.4.3 하부구조

각 하중조합에 의해 교각기둥에 작용하는 설계지진력과 설계강도 및 비는 표 6과 같다. 설계강도는 고정단이 설치된 교각기둥(P3)과 가동단이 설치된 교각기둥 중 가장 큰 지진력이 작용하는 교각기둥(P1)에서 P-M해석(그림 6)에 의한 모멘트강도와 콘크리트표준시방서<sup>(3)</sup>, 제5장에 의거하여 산출한 전단강도이다. 초과강도(overstrength plastic moment capacity)는 공칭강도의 130%로 산정하였다.

#### 2.4.4 기초

검토대상 교량의 경우 기초는 교각기둥에 의해 전달되는 작용력에 대해 교각기둥보다 안전측으로 설계가 수행되었다고 가정하였다.

#### 2.4.5 설계변위

도로교표준시방서 V.4.8.2에 규정한 설계변위는 교축방향의 낙교방지를 위한 최소받침지지길이이다:

$$N = 203 + 1.67L + 6.66H \quad (4)$$

여기서  $N$  ( $mm$ )은 최소받침지지길이,  $L$  ( $m$ )은 인접 신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리,  $H$  ( $m$ )는 기둥 또는 교각의 높이로 교대의 경우 인접 신축이음부까지의 교량상부를 지지하는 교각의 평균높이다. 검토대상 교량의 경우 교대와 P5교각에 요구되는 최소받침지지길이는:

$$\text{교대} : N = 203 + 1.67 \times 300 + 6.66 \times 9.36 = 766 \text{ (mm)}$$

$$\text{P5교각} : N = 203 + 1.67 \times 300 + 6.66 \times 10.36 = 773 \text{ (mm)}$$

이며 실제 받침지지길이는 교대 1150  $mm$  , P5교각 1300  $mm$ 로 최소받침지지길이를 만족한다.

#### 2.5 검토요약

검토대상 교량의 경우 각 구조부재의 설계강도와 설계지진력의 비는 그림 7과 같다. 항복거동을 규명하기 위해 상부구조의 경우  $r_y$ 값으로 비교하였다. 하중조합 1과 하중조합 2 모두에서 연결부(받침장치)의 비가 가장 작으므로 연결부가 타 구조부재보다 먼저 항복한다. 2.4.5에서 최소받침지지길이 규정이 만족된 것으로 검토되었으나 이 규정은 시방서의 설계원칙에 따라 교각이

항복하도록 설계하는 경우에만 적용할 수 있는 규정으로 연결부가 교각보다 먼저 항복하는 경우는 의미가 없다. 따라서 교축 및 교축직각방향에 대한 낙교방지시스템을 설치, 낙교를 방지하여 붕괴방지수준을 만족하여야 한다. 이 경우 교각기둥의 연성확보를 위해 규정한 도로교표준시방서 제V편 8장은 적용할 필요가 없으며 연결부의 파손에 따른 충격하중을 고려하여 상부구조를 적절히 보강하여야 한다.

### 3. 결론

이 논문에서는 현재 적용되고 있는 도로교표준시방서, 제V편 내진설계를 적용, 일반적 형식의 교량인 5경간 강박교의 내진성능검토를 수행하였다. 검토대상 교량은 지진발생시 연결부가 먼저 항복하는 것으로 규명되었으므로 안전도 확보(붕괴방지)를 위한 낙교방지시스템이 요구되었다.

내진설계 및 내진성능검토는 공히 구조물의 안전도 확보를 일차적인 목적으로 하고 있으나 그 절차 상 근본적인 차이는 응답수정계수의 적용 여부다:

1) 내진성능검토: 교량의 각 구조부재가 이미 결정되어 있는 경우이므로 응답수정계수는 적용할 수 없으며 검토결과 가장 먼저 항복하는 구조부재를 결정, 안전도 확보에 대한 조치를 취한다.

2) 내진설계: 연속교의 경우 교각이 먼저 항복하도록 거동하는 동시에 적절한 기능수행수준을 만족하도록 응답수정계수를 적용, 구조부재의 설계를 변경하고 구조부재가 확정되면 내진성능검토를 수행하여 항복거동을 확인한다.

### 참고문헌

1. 건설교통부 (1996), "도로교표준시방서 (설계편)".
2. E.L. Wilson and A. Habibullah (1992), "SAP90 - A Series of Computer Programs for the Finite Element Analysis of Structures", Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
3. 건설교통부 (1966), "건설교통부제정 콘크리트표준시방서", 대한토목학회.

표 1. 고유진동수  $f(-)$  및 주기  $T(sec)$

모드 no.	교축방향		교축직각방향	
	$f$	$T$	$f$	$T$
3	1.24	0.80		
4	1.49	0.67		
5			1.58	0.63
14			2.81	0.36

표 2. 상부구조의 강도와 설계지진에 의한 최대응력의 비

하중조합 1				하중조합 2			
설계지진에 의한 최대응력 ( $kg/cm^2$ )		강도 최대응력		설계지진에 의한 최대응력 ( $kg/cm^2$ )		강도 최대응력	
		$r_a$	$r_y$			$r_a$	$r_y$
$\sigma$	2130	1.48	1.69	$\sigma$	1969	1.60	1.83
$\tau$	633	2.84	3.32	$\tau$	627	2.87	3.35

표 3. 강재포트받침의 배치

위치	A1	P1	P2	P3	P4	A2
G1	⊕	⊕	⊕	⊕	⊕	⊕
G2	⇔	⇔	⇔	●	⇔	⇔
G3	⊕	⊕	⊕	⊕	⊕	⊕

표 4. G3주형에서 받침장치의 탄성지진변위 (단위:  $mm$ )

하중조합	하중조합 1						하중조합 2						
	위치	A1	P1	P2	P3	P4	A2	A1	P1	P2	P3	P4	A2
교축방향		66	35	38	0	39	57	47	15	18	0	21	40
교축직각방향		9	17	16	16	16	9	17	37	40	39	35	17

표 5. 받침장치의 수평방향지지력과 설계지진력 (단위: ton)

가) 받침장치의 수평방향지지력

위치	A1	P1	P2	P3	P4	A2
G1				⇔218		
G2	⇕102	⇕218	⇕196	⇕218 ⇔218	⇕218	⇕102
G3				⇔218		

나) 설계지진력 (하중조합 1)

위치	A1	P1	P2	P3	P4	A2
G1				⇔425		
G2	⇕ 71	⇕182	⇕185	⇕187 ⇔825	⇕175	⇕ 72
G3				⇔432		

다) 설계지진력 (하중조합 2)

위치	A1	P1	P2	P3	P4	A2
G1				⇔146		
G2	⇕176	⇕496	⇕556	⇕572 ⇔260	⇕476	⇕176
G3				⇔147		

표 6. 교각기둥의 강도와 설계지진력 (전단력: ton, 모멘트: ton·m)

교각	부재력	하중조합 1			하중조합 2		
		초과강도 설계강도	설계지진력	강도 설계지진력	초과강도 설계강도	설계지진력	강도 설계지진력
P1	전단력	742 457	295	2.52 1.55	737 453	591	1.25 0.77
	모멘트	5070 2900	2916	1.74 0.99	5200 3000	4620	1.13 0.65
P3	전단력	731 450	875	0.84 0.51	724 445	691	1.05 0.64
	모멘트	4583 2650	7104	0.65 0.37	5005 2750	5264	0.95 0.52

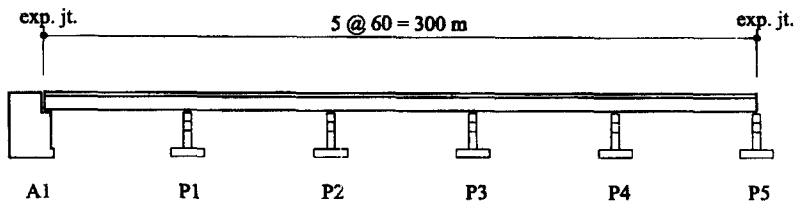


그림 1. 5경간 강박스교

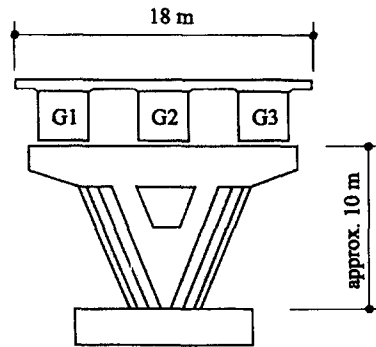
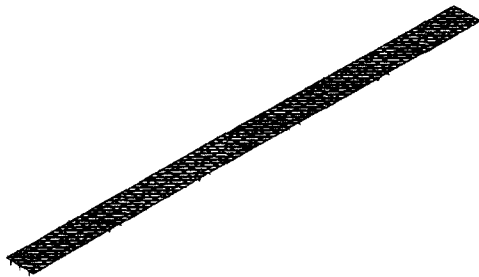
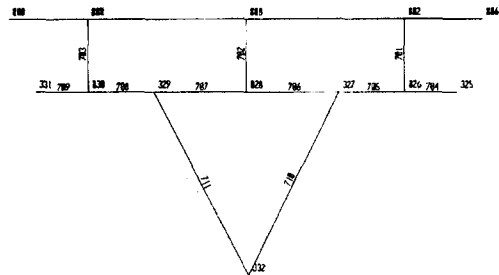


그림 2. 교각 일반도



가) 상부구조



나) 교각

그림 3. 3차원 모델



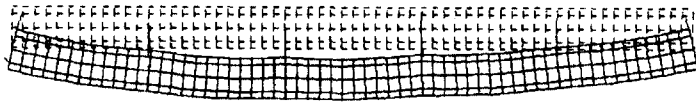


No. 3

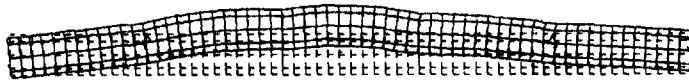


No. 4

그림 4. 교축방향 모드



No. 5



No. 14

그림 5. 교축직각방향 모드

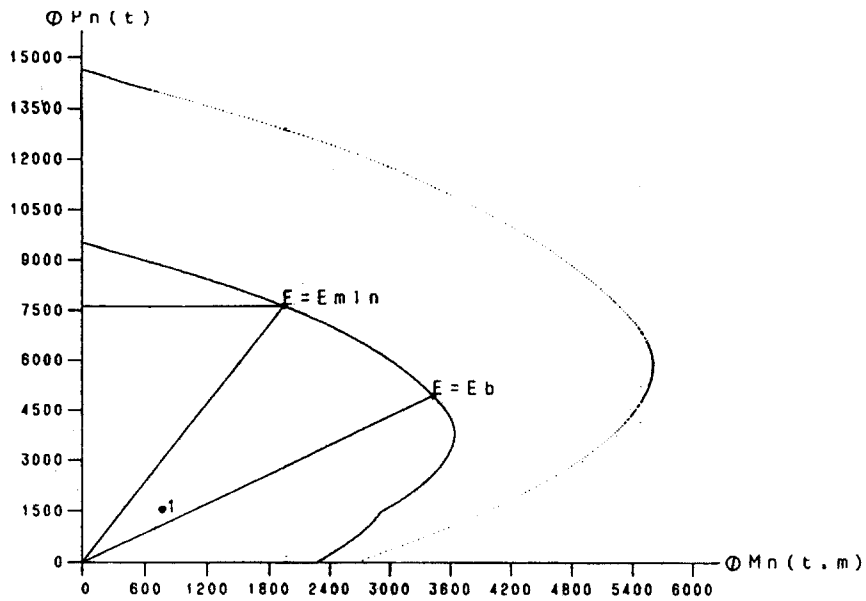


그림 6. P-M도 (PI교각, 하중조합 1)

	하중조합 1	하중조합 2
상부구조	1.69 ~ 2.20	1.83 ~ 2.38
연결부	0.26 ~ 0.34	0.35 ~ 0.46
교각기둥	0.37 ~ 0.65	0.52 ~ 0.95
기초	> 0.65	> 0.95
항복거동	연결부	연결부

그림 7. 검토