

## 파괴메카니즘을 고려한 강박스교량의 내진설계 Earthquake Resistant Design of Steel Box Bridges considering Failure Mechanism

국승규\*  
Kook, Seung kyu

이동휘\*\*  
Lee, Dong hwee

---

### ABSTRACT

The objective of the earthquake resistant design of structures is to satisfy on the one side the minimization of damage requirement under earthquakes with high probability of occurrence during the design life and on the other side the no collapse requirement under the design seismic event with low probability of occurrence. The two requirements are satisfied with the minimum strength of substructure as well as the ductile failure mechanism presented in the codes.

In this study seismic performance is evaluated with two bridges which have steel box superstructures and T type,  $\Pi$  type piers as substructures. In order to satisfy the two requirements redesign of both substructures and steel bearings are carried out.

---

### 1. 서론

구조물에 내진설계를 적용하는 목적은 지진에 노출되는 구조물에 안전성과 경제성을 고려한 파괴메카니즘을 부여하는 것이다. 이러한 목적으로 도로교설계기준 내진설계편<sup>[1]</sup>은 설계지진 발생 시 구조물의 국부적 파손을 허용하나 전체적인 붕괴는 방지하는 붕괴방지수준과 설계지진보다 강도는 작으나 빈도가 큰 약진(설계지진강도의 40% 이하의 강도: 내진설계기준 연구( $\Pi$ )<sup>[2]</sup>) 발생 시 기능수행수준을 유지하도록 규정하고 있다. 이처럼 내진성능을 기능수행수준과 붕괴방지수준으로 구분하여 만족시키도록 규정하고 있는 것은 교량의 정상수명 기간 내에 설계지진이 발생할 가능성이 희박하기 때문에 경제성을 고려함과 동시에 교각이 받침장치보다 먼저 항복하여 상부구조의 피해를 최소화하는 연성파괴메카니즘을 교량에 부여함으로써 붕괴방지수준을 만족하여 안전성을 확보하기 위한 것이다.

이 연구에서는 일반적 형상의 도로교량으로 상부구조는 강박스이고 하부구조는 T형교각<sup>[3]</sup>인 경우와  $\Pi$ 형교각<sup>[4]</sup>인 경우의 두 교량을 해석대상교량으로 선정하여 도로교설계기준 내진설계편을 적

---

\* 정회원 · 부경대학교 건설공학부, 부교수

\*\* 학생회원 · 부경대학교 토목공학과, 석사과정

용, 선정된 두 교량의 내진성능을 검토하였으며 설계기준이 요구하는 기능수행수준과 붕괴방지수준의 확보여부를 결정하고 이러한 수준을 만족하기 위한 설계방법을 해석대상교량을 예로 제시하였다.

## 2. 연구내용

### 2.1 해석모델 및 설계조건

이 연구에서 선정한 해석대상교량으로 T형교각과 II형교각을 하부구조로 하는 강박스교의 중, 횡단면도 및 강재받침의 배치는 각각 그림 1, 그림 2와 같고 여기서 G1, G2는 박스거더를 표기한 것이다.

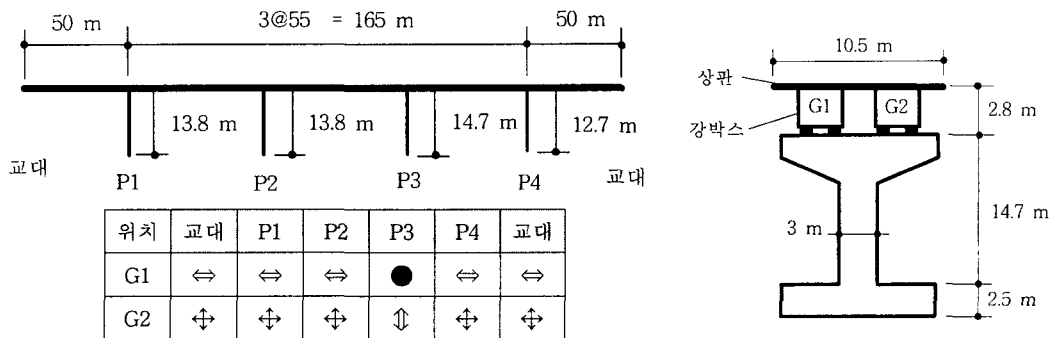


그림 1. T형교각 강박스교의 중, 횡단면도 및 강재받침 배치도

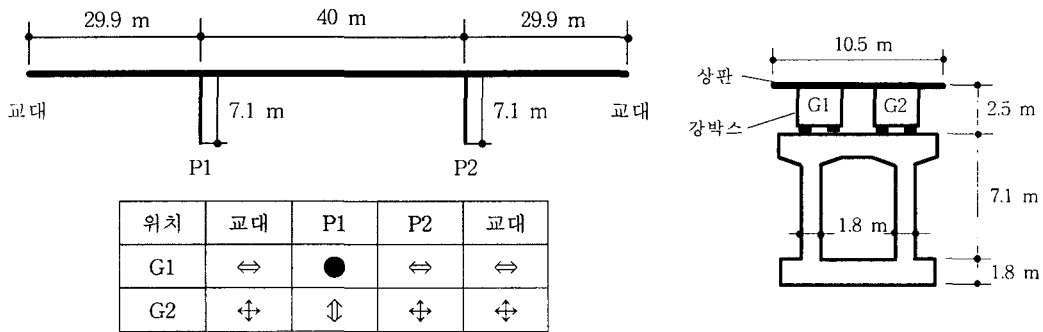


그림 2. II형교각 강박스교의 중, 횡단면도 및 강재받침 배치도

해석프로그램은 SAP2000<sup>[5]</sup>을 사용하였으며 해석모델은 그림 3과 같이 상·하부구조는 보요소, 연결부재는 무한강성요소 그리고 강재받침의 가동방향은 연결요소(Constraint)로 모델링하였다.

해석방법은 다중모드응답스펙트럼해석법을 적용하였으며 모드수는 50개를 고려하고 설계단면력은 도로교설계기준 내진설계편에 제시되어 있는 하중조합으로 산정하였다. 스펙트럼을 결정하기 위한 설계조건으로는 지진구역 I, 내진 I 등급교 및 지반종류 II를 두 교량에 동일하게 적용하였다.

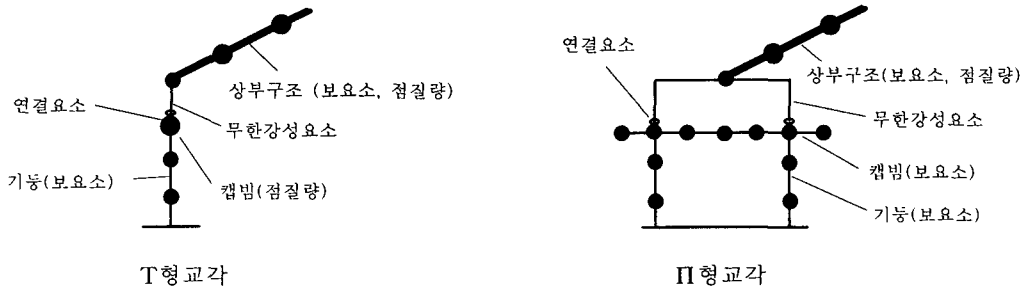


그림 3. 해석모델

## 2.2 내진성능 검토

다중모드응답스펙트럼해석에 적용한 탄성지진응답계수  $C_{sm}$ 은 식 (1)과 같고 가속도계수 A는 지진구역 I의 계수 0.11과 내진 1등급교에 요구되는 위험도계수 1.4를 감안하여 0.154를 적용하였으며 지반계수 S는 지반종류 II에 해당하는 1.2를 적용하였다.  $T_m$ 은 m번째 진동모드의 고유주기이다.

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

강재받침과 교각기둥에 발생하는 탄성지진력은 스펙트럼해석에서 구한 직교지진력, 즉 교축 및 교축직각방향지진력을 도로교설계기준 내진설계편에 의거 하중경우1, 2로 구분하고 사하중과의 조합으로 하중조합1, 2로 산정하였다. T형교각과 II형교각 교각의 강재받침과 교각기둥에 발생하는 작용력중 최대값을 각각 표 1과 표 2에 정리하였으며 이 작용력은 구조부재의 단면이 모두 원형이므로 단면의 직교축에 산정된 탄성지진력으로부터 제곱합평방근법(SRSS)으로 결정된 것이다.

표 1. T형교각 강재받침과 교각기둥의 작용력

작용력 방향			교축방향	교축직각방향	작용력(합력)
조합 1	강재받침(P3)	수평력(ton)	164	65	176
		교각기둥(P3)	전단력(ton)	686	80
		모멘트(t·m)	1311	10080	10165
조합 2	강재받침(P2)	수평력(ton)	-	258	258
		교각기둥(P3)	전단력(ton)	206	265
		모멘트(t·m)	4371	3024	5315

표 2. II형교각 강재받침과 교각기둥의 작용력

작용력 방향			교축방향	교축직각방향	작용력(합력)
조합 1	강재받침(P1)	수평력(ton)	87	46	98
		교각기둥(P1)	전단력(ton)	182	32
		모멘트(t·m)	104	1188	1193
조합 2	강재받침(P1)	수평력(ton)	30	154	157
		교각기둥(P1)	전단력(ton)	60	95
		모멘트(t·m)	332	379	497

교량의 파괴메카니즘은 강재받침과 교각기둥의 작용력에 대한 설계강도, 공칭강도 및 초과강도의 비를 검토하여 규명하며 설계강도와 공칭강도 그리고 초과강도의 산정은 다음과 같이 수행하였다.

- 강재받침 : 공칭강도는 제작사가 제시한 값이며 공칭강도의 80%를 설계강도, 120%를 초과강도로 산정한다.
- 기둥의 전단력 : 콘크리트표준시방서<sup>[6]</sup>에 의해 공칭강도를 산정하고 공칭강도의 80%를 설계강도, 130%를 초과강도로 산정한다.
- 기둥의 모멘트 : P-M상관도에 의해 공칭강도와 설계강도를 산정 하였으며 초과강도는 공칭강도의 130%로 산정한다. 그림 4는 T형교각기둥 P3의 P-M상관도를 예시한 것이다.

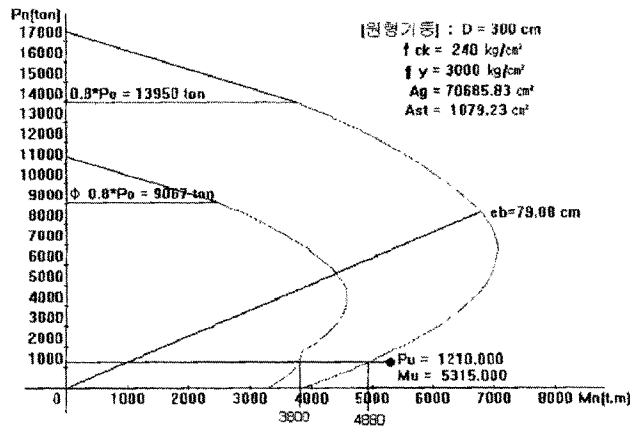


그림 4. T형교각기둥 P3의 P-M상관도

표 3은 두 교량의 강재받침과 교각기둥의 설계강도, 공칭강도 및 초과강도를 정리한 것이며 작용력에 대한 설계강도, 공칭강도 및 초과강도의 비는 표 4, 표 5와 같다. 구조부재의 항복이 설계강도와 초과강도 사이에서 발생하므로 그림 5와 같이 T형교각 교량의 하중조합1은 교각기둥이 먼저 항복하는 연성파괴메카니즘이고 하중조합2는 강재받침이 먼저 항복하는 취성파괴메카니즘이다. II형교각 교량의 하중조합1은 항복범위가 중복되므로 파괴메카니즘을 판정할 수 없다.

표 3. 강재받침과 교각기둥의 강도

교각형상	구 분	설계강도	공칭강도	초과강도	
T 형	강재받침	수평력(ton)	120	150	180
	교각기둥	전단력(ton)	634	793	1031
		모멘트(t·m)	3800	4880	6344
II 형	강재받침	수평력(ton)	72	90	108
	교각기둥	전단력(ton)	296	370	481
		모멘트(t·m)	890	1187	1543

표 4. T형교각 교량의 강도/작용력 비

구 분		설계강도 작용력	공칭강도 작용력	초과강도 작용력	
조 합 1	강재받침(P3)	수평력(ton)	0.68	0.85	1.02
	교각기둥(P3)	전단력(ton)	0.92	1.15	1.49
		모멘트(t·m)	0.37	0.48	0.62
조 합 2	강재받침(P2)	수평력(ton)	0.47	0.58	0.70
	교각기둥(P3)	전단력(ton)	1.89	2.36	3.07
		모멘트(t·m)	0.71	0.92	1.19

표 5. II형교각 교량의 강도/작용력 비

구 분		설계강도 작용력	공칭강도 작용력	초과강도 작용력	
조 합 1	강재받침(P3)	수평력(ton)	0.73	0.92	1.10
	교각기둥(P3)	전단력(ton)	1.60	2.00	2.60
		모멘트(t·m)	0.75	0.99	1.29
조 합 2	강재받침(P2)	수평력(ton)	0.46	0.57	0.69
	교각기둥(P3)	전단력(ton)	2.64	3.30	4.29
		모멘트(t·m)	1.79	2.39	3.10

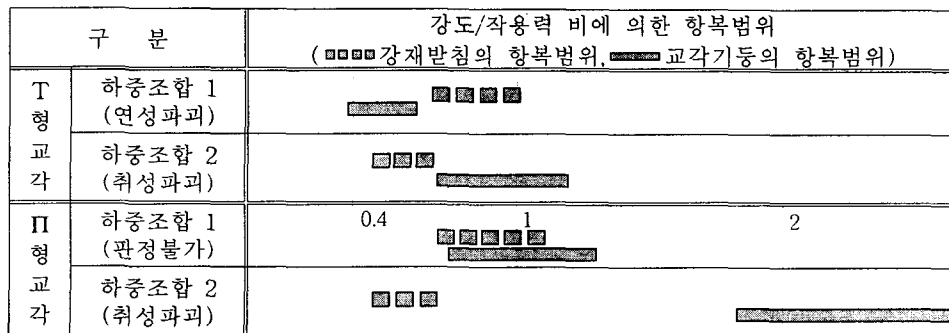


그림 5. 파괴메카니즘 검토

### 2.3 내진설계

2.2절의 결과에 의하면 두 교량 모두 교량의 내진설계에서 요구하는 기능수행수준과 붕괴방지수준을 만족하지 못하고 있다. 붕괴방지수준에서 요구되는 연성파괴메카니즘은 T형교량의 하중조합 1의 경우에만 만족되었으며 설계지진의 약 40% 강도의 지진에 대해 요구되는 기능수행수준에 대해서는 T형교각 교량의 경우 설계지진의 37%에서 탄성한계에 도달하므로 교각을 보강설계해야 하고 II형교각 교량의 경우 탄성한계가 75%까지 유지되므로 과다설계라 할 수 있다. 그러므로 T형교각 교량의 경우 기능수행수준을 만족하도록 교각기둥의 직경을 3.2m로 증가하여 강재받침과 교각기둥의 작용력을 재산정하고 그 결과를 표 6과 같이 정리하였다. II형교각 교량의 경우 교각기

등의 직경을 기능수행수준을 만족하는 최소직경 1.4m로 축소하여 사하중과 풍하중에 대한 안전성을 입증한 후 작용력을 재산정하였으며 그 결과를 표 7에 정리하였다. 설계변경한 각 교량의 기둥 강도, 작용력에 대한 각각의 강도비와 파괴메카니즘은 표 8, 표 9 및 표 10과 같다.

표 6. 설계변경한 T형교각 교량의 강제받침과 교각기둥의 작용력

작용력 방향			교축방향	교축직각방향	작용력(합력)
조합 1	강재받침(P3)	수평력(ton)	177	71	191
		전단력(ton)	745	88	750
	모멘트(t·m)	1458	10945	11042	
조합 2	강재받침(P2)	수평력(ton)	-	280	280
		전단력(ton)	224	294	370
	모멘트(t·m)	4858	3284	5864	

표 7. 설계변경한 II형교각 교량의 강제받침과 교각기둥의 작용력

작용력 방향			교축방향	교축직각방향	작용력(합력)
조합 1	강재받침(P1)	수평력(ton)	75	44	87
		전단력(ton)	156	29	159
	모멘트(t·m)	89	1022	1025	
조합 2	강재받침(P1)	수평력(ton)	26	146	148
		전단력(ton)	51	89	103
	모멘트(t·m)	276	332	432	

표 8. 설계변경한 교량 교각기둥의 강도

교각형상	구분	설계강도	공칭강도	초과강도	
T형	교각기둥	전단력(ton)	707	884	1149
		모멘트(t·m)	4583	5863	7622
II형	교각기둥	전단력(ton)	198	248	322
		모멘트(t·m)	386	471	612

표 9. 설계변경한 T형교각 교량의 강도/작용력 비

구분			설계강도 작용력	공칭강도 작용력	초과강도 작용력
조합 1	강재받침(P3)	수평력(ton)	0.63	0.79	0.94
		전단력(ton)	0.94	1.18	1.53
	모멘트(t·m)	0.42	0.53	0.69	
조합 2	강재받침(P2)	수평력(ton)	0.43	0.54	0.64
		전단력(ton)	1.91	2.39	3.11
	모멘트(t·m)	0.78	1.00	1.30	

표 10. 설계변경한 II형교각 교량의 강도/작용력 비

구 분			설계강도 작용력	공칭강도 작용력	초과강도 작용력
조 합 1	강재받침(P3)	수평력(ton)	0.83	1.03	1.24
		전단력(ton)	1.24	1.56	2.03
	교각기둥(P3)	모멘트(t·m)	0.40	0.50	0.65
조 합 2	강재받침(P2)	수평력(ton)	0.49	0.61	0.73
		전단력(ton)	1.92	2.41	3.13
	교각기둥(P3)	모멘트(t·m)	0.89	1.09	1.42

구 분		강도/작용력 비에 의한 항복범위 (■■■■강재받침의 항복범위, ■■■■교각기둥의 항복범위)
T 형 교 각	하중조합 1 (판정불가)	
	하중조합 2 (취성 파괴)	
II 형 교 각	하중조합 1 (연성 파괴)	0.4  1 2
	하중조합 2 (취성 파괴)	

그림 6. 설계변경한 교량의 파괴메카니즘 검토

표 9와 표 10에서 설계 변경한 두 교량의 기능수행수준은 만족되었으나 그림 6에서와 같이 II형교각 교량의 하중조합1을 제외하고는 붕괴방지수준이 만족되지 않았으며 이러한 경우는 강재받침의 강도를 증가해야 하는 재설계변경이 요구된다. T형교각과 II형교각 교량의 강재받침강도를 각각 500ton과 270ton으로 증가하면 표 11, 표 12와 같은 강도/작용력 비가 산정되므로 그림 7과 같이 연성파괴메카니즘을 부여하여 붕괴방지수준을 만족할 수 있다.

표 11. 재설계변경한 T형교각 교량의 강도/작용력 비

구 분			설계강도 작용력	공칭강도 작용력	초과강도 작용력
조 합 1	강재받침(P3)	수평력(ton)	2.09	2.62	3.14
		전단력(ton)	0.94	1.18	1.53
	교각기둥(P3)	모멘트(t·m)	0.42	0.53	0.69
조 합 2	강재받침(P2)	수평력(ton)	1.42	1.79	2.14
		전단력(ton)	1.91	2.39	3.11
	교각기둥(P3)	모멘트(t·m)	0.78	1.00	1.30

표 12. 재설계변경한 II형교각 교량의 강도/작용력 비

구 분		설계강도 작용력	공칭강도 작용력	초과강도 작용력	
조 합 1	강재받침(P3)	수평력(ton)	2.48	3.10	3.72
	교각기둥(P3)	전단력(ton)	1.24	1.56	2.03
		모멘트(t·m)	0.40	0.50	0.65
조 합 2	강재받침(P2)	수평력(ton)	1.45	1.82	2.19
	교각기둥(P3)	전단력(ton)	1.92	2.41	3.13
		모멘트(t·m)	0.89	1.09	1.42

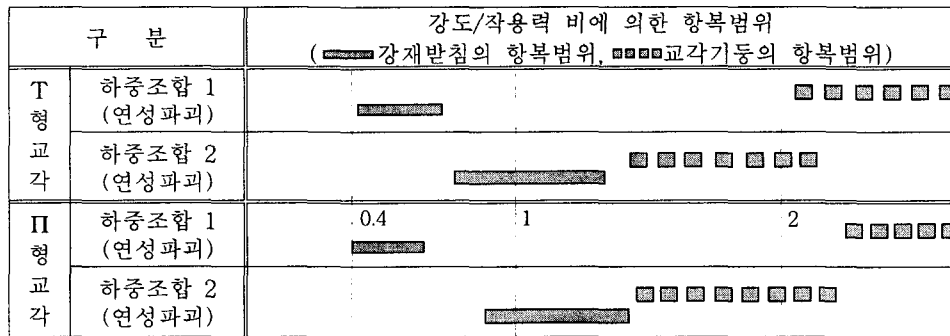


그림 7. 재설계변경한 교량의 파괴메카니즘 검토

### 3. 결론

이 연구에서는 하부구조가 T형 및 II형 교각으로 구성된 2개의 강박스교를 해석대상교량으로 선정하고 내진해석을 수행하여 도로교설계기준이 요구하는 기능수행수준과 붕괴방지수준의 만족 여부를 검토하였으며 설계기준이 요구하는 기능수행수준과 붕괴방지수준을 만족하기 위해 교각기둥 및 연결부(강재받침)를 재설계하는 과정을 제시하였다.

### 감사의 글

본 연구는 한국과학재단 목적기초연구(R-02-2000-00375)지원으로 수행하였음.

### 참고문헌

1. 건설교통부, "도로교설계기준 (6장 내진설계편)", 한국도로교통협회, 2000.
2. 건설교통부, "내진설계기준 연구(II)", 1997.
3. 건설교통부, "김해시 관내 국도대체 우회도로(퇴래-농소)건설공사 설계도(II)", 부산 지방국토관리청, 1997.
4. 건설교통부, "농소교 재가설공사 실시설계 설계도", 김해시, 1997.
5. E.L. Wilson and Habibullah, "SAP2000 - A Series of Computer Programs for the Finite Element Analysis of Structures", Computers and Structures Inc., Berkeley, California, 1995.
6. 건설교통부, "콘크리트표준시방서", 대한토목학회, 2000.