

9. 산수교

제1장 산수교[옥산방향]

- 1.1 시설물의 개요**
- 1.2 현장조사 및 시험**
- 1.3 상태평가**
- 1.4 종합평가 및 안전등급**
- 1.5 종합결론**

제2장 산수교[오창방향]

- 2.1 시설물의 개요**
- 2.2 현장조사 및 시험**
- 2.3 상태평가**
- 2.4 종합평가 및 안전등급**
- 2.5 종합결론**

제3장 안전성평가

- 3.1 교량 재하시험**
- 3.2 안전성평가 및 내하력평가**
- 3.3 종합평가 및 안전등급**
- 3.4 종합결론**

제1장 산수교(옥산방향)

1.1 시설물의 개요

1.1.1 교량개요

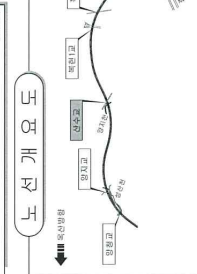
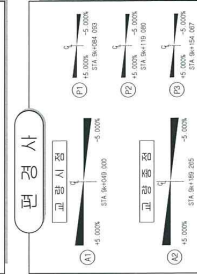
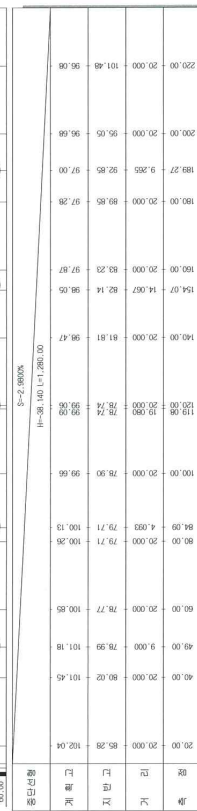
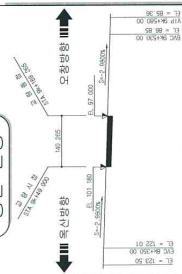
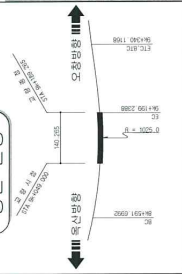
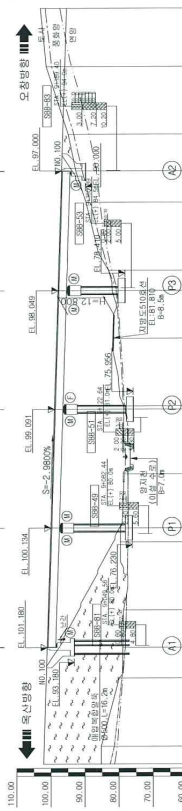
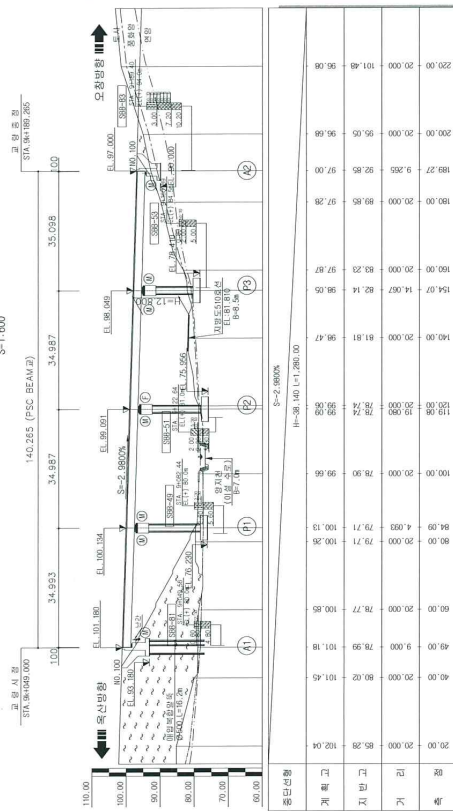
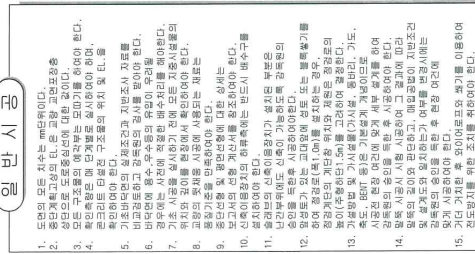
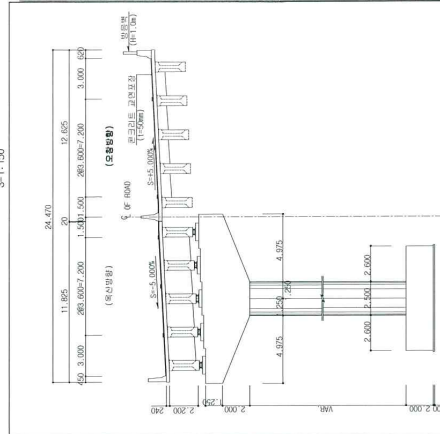
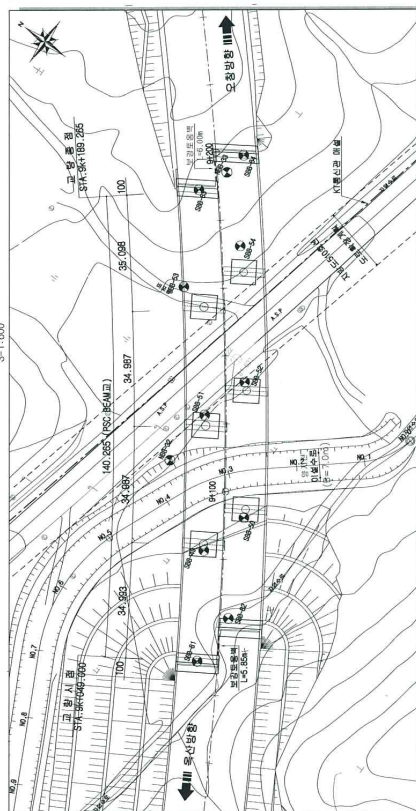
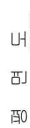
본 초기점검 대상 시설물인 산수교(옥산방향)에 대한 시설물 현황은 다음과 같다.

【표 2.9.1】 과업대상 시설물의 개요

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		산수교		시설물번호		-	
준공년월일		2018. 01. 13		관리번호		-	
시설물위치		충북 청주시 청원구 오창읍					
설계하중		DB, DL-24		노선명(이정)		아산청주고속도로(옥산-오창)	
제원	연장	L = 4@35.0 = 140.0m					
	폭	B = 11.825m					
구조 형식	상부	PSC BEAM		기초 형식	교대	복합말뚝기초(A1) 직접기초(A2)	
	하부	교대:역T형, 교각:T형			교각	직접기초	
교량받침		탄성받침		신축이음		뉴모노셀 조인트	
교차시설물		도로(지방도510호선), 하천(양지천)		통과높이		12.8m	
부착시설 (도로, 철도, 하천)		-					
기 타		-					

	
상면전경	하부전경

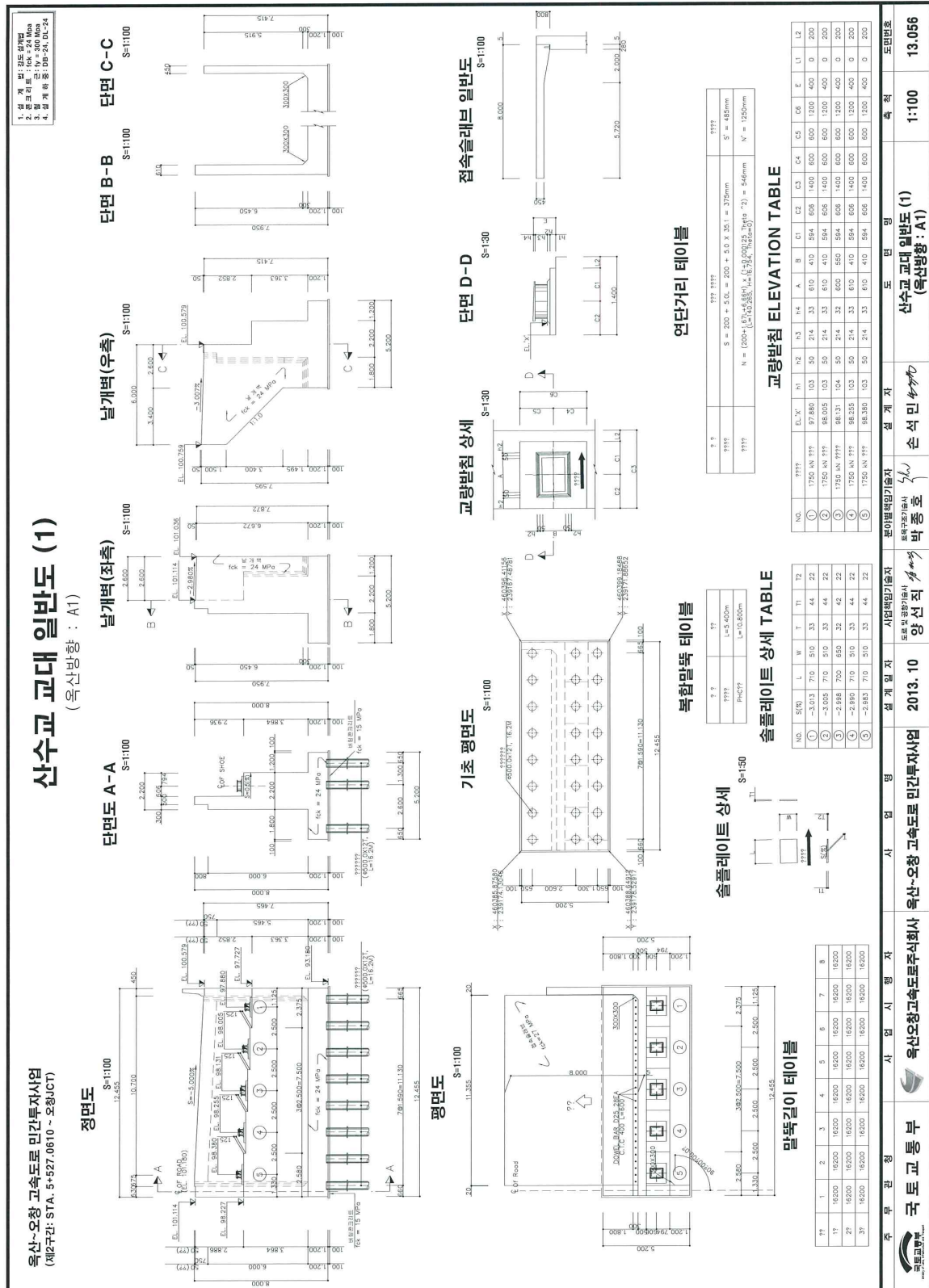
산수고 점평면도 (1)



주 부 관 청	사 업 시 행 자	사 업 영 향	실 제 일 자	사업책임자(을자) 도청도·관청(가)사 장(과)장	분야책임자(을자)	성 개 자	도 민 의 청	주 석	도민번호
국토교통부 국토교통연구원	육안산고속도로로터리사업	육안산·고창·속초도로 민간투자사업	2013. 10	박종오 (주)속초 박종오 (주)속초	박종오 (주)속초	손석민 (주)속초	신수도 (주)속초 (주)속초	1800	13002

【그림 2.9.1】 종평면도(옥산방향)

옥산~오창 고속도로 민간투자사업 초기점검



【그림 2.9.3】 교대(A1) 일반도(옥산방향)

1.2 현장조사 및 시험

1.2.1 외관조사 결과

본 점검 대상 구조물인 산수교(옥산방향)에 대하여 각각 부재별로 외관조사를 실시하여 손상발생 현황에 대한 조사를 실시하였으며, 외관조사 결과는 다음과 같다.

가. 교면포장

교면포장은 콘크리트 포장으로 시공되어 있으며, 포장면에 대한 점검결과, 포장균열, 파손 등의 손상이 없는 양호한 상태인 것으로 조사되었다.



나. 배수시설

본 교량에 설치된 배수시설은 육교형 배수관(알루미늄 강관 Pipe)으로서, 설치된 배수구는 설계도면에 준하여 적정하게 시공된 것으로 확인되었으며, 배수시설의 설치상태 및 교면의 배수상태는 전반적으로 양호한 상태인 것으로 조사되었다.



다. 난간 및 연석

본 교량의 외측 방호벽 및 중앙분리대는 콘크리트 구조로 시공되어있다. 외관조사 결과 콘크리트의 균열, 파손 등의 손상이 없는 양호한 상태인 것으로 조사되었다.



방호벽 상태양호(옥산방향)



중앙분리대 상태양호(옥산방향)

라. 신축이음

본 교량의 신축이음장치는 총 2개소(A1, A2)에 설치되어 있다. 신축이음장치에 대한 점검 결과, 조인트 본체 및 후타재에 손상이 없는 양호한 상태로 조사되었으며, 신축이음의 거동 상태도 양호한 것으로 나타났다.



신축이음 상태양호(A1, 옥산방향)



신축이음 상태양호(A2, 옥산방향)

마. 바닥판 하면

바닥판은 철근콘크리트 구조로 시공되어 있다. 바닥판에 대한 외관조사 결과, 특별한 손상이 없는 양호한 상태인 것으로 조사되었다.



바닥판 하면 상태양호(옥산방향)



바닥판 하면 상태양호(옥산방향)

바. 거더

본 교량의 거더는 PSC BEAM형식이며, 거더에 대한 외관조사 결과, 특별한 손상이 없는 양호한 상태인 것으로 조사되었다.



거더 상태양호(옥산방향)



거더 상태양호(옥산방향)

사. 가로보

본 교량의 가로보는 철근콘크리트로 시공되어 있다. 가로보에 대한 점검결과, 콘크리트의 균열, 파손 등의 손상이 없는 양호한 상태로 조사되었다.



아. 교량받침

교량받침은 상부구조에 작용하는 하중을 하부구조에 전달하는 기능을 갖는 장치로서 교량의 내구성, 안정관련된 중요한 구조요소이다. 또한 고정하중, 활하중 등에 의해서 상부구조에 발생하는 변위뿐만 아니라 온도변화 및 크리프에 의해서도 교량의 변위, 변형이 발생하므로 상·하부 구조를 별개로 한 경우 이들의 접점에 있는 받침은 그 변위를 흡수하는 구조로 하거나 변위에 의해 발생하는 하중에 저항할 수 있는 구조이다.

본 교량의 받침장치는 탄성받침 형식으로 총 40개소(5개소/교대 1EA당, 10개소/교각 1EA당)가 설치되어 있으며, P2에 고정단이 설치되어 있다. 교량받침에 대한 점검결과, 받침 본체 및 받침콘크리트에 손상이 없는 양호한 상태인 것으로 조사되었다.



자. 교대

교대는 역T형으로 시공되어 있다. 외관조사 결과, 균열(폭 0.3mm미만)이 일부 조사되었으나, 준공 전 시공사측에서 보수조치를 실시하여 현재 손상이 없는 양호한 상태인 것으로 조사되었다.

구 분	손상상태	손상물량	비 고
교대(옥산방향)	균열(폭 0.3mm미만)	2.0m/1ea	보수완료



교대 A1(옥산방향) 균열(폭 0.2mm)(보수완료)

교대 A2(옥산방향) 상태양호

차. 교각

교각은 T형으로 시공되어 있다. 외관조사 결과, 균열(폭 0.3mm미만), 망상균열 등의 손상이 일부 조사되었으나, 준공 전 시공사측에서 보수조치를 실시하여 현재 손상이 없는 양호한 상태인 것으로 조사되었다.

구 분	손상상태	손상물량	비 고
교각 (옥산방향)	균열(폭 0.3mm미만)	33.2m/38ea	보수완료
	망상균열	2.5㎡/2ea	보수완료



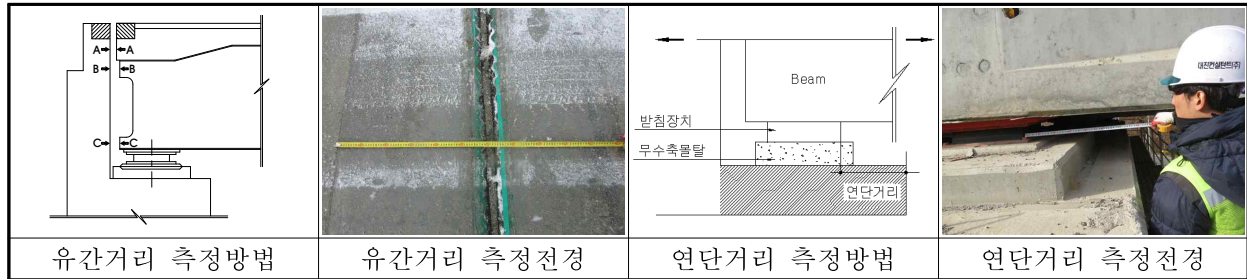
교각 P1(옥산방향) 균열(폭 0.2mm)(보수완료)

교각 P3(옥산방향) 균열(폭 0.2mm)(보수완료)

1.2.2 부재별 기능조사 결과

가. 개요

부재별 기능조사는 유간거리 및 연단거리 측정을 실시하였으며, 측정현황은 다음과 같다.



【그림 2.9.5】 부재별 기능상태 측정방법 및 전경

나. 유간거리 검토

1) 계산 신축량 산정

【표 2.9.2】 온도변화의 범위 및 선팽창 계수

측 정 일	2018년 1월 11일		
온도변화 범위	-15℃ ~ +40℃ (한냉지방)	선팽창 계수(α)	1.0×10 ⁻⁵
점검시 기온	-9.3℃		
온도에 의한 신축량(ΔL _T)	ΔLT = ΔT × α × L		
회전에 의한 이동량(ΔL _r)	ΔLr = 2h/3 × θ (콘크리트교=1/300)		
주형높이(h)	2,200mm		
지간장(L)	35.0m(S1, S2, S3, S4)		

▶ 설계 신축량 계산(조사일 : 2018년 1월 11일, 일평균기온 : -9.3℃)

- 온도에 의한 신축량(Δlt) ; 한냉지방, 콘크리트교 : -15~+40℃ 적용

※ 유간 측정일 기온이 온도변화 범위(보통지방)를 초과하여 한냉한지방의 온도범위로 적용함.

$$\Delta l_t = \Delta T \times \alpha \times L$$

여기서, ΔT : 40℃ - (-9.3℃) = 49.3℃ (신장), -9.3℃ - (-15℃) = 5.7℃ (수축)

α (선팽창계수) : 1.0×10⁻⁵

L : 신축들보의 길이 (L=35.0m)

{[A1지점, A2지점] = 70.0m}

▷ A1지점, A2지점 = (34.51mm - 신장 / 3.99mm - 수축)

☞ 신축여유량 : (기본 신축량 × 20%) + 10mm → 신축장 100m미만

→ 설치여유량 ($\Delta \ell t$)×20% : 본 교량은 시공이 완료된 상태이므로 여유량에서는 제외함.

→ 신장 및 신축에 대한 여유량은 각 경우에 대해 여유량의 1/2만큼을 적용함.

2) 유간거리 측정결과

신축이음의 유간 측정치와 계산이동량 산정치를 비교 검토한 결과 전체 개소에서 현행 설계기준에 따른(도로교설계기준 해설, 2008) 부가여유량을 고려한 경우에도 상부구조의 신축거동을 수용할 수 있는 양호한 상태로 나타났다.

【표 2.9.3】 유간거리 검토결과(옥산방향)

위치		계산 신축량 (mm)			산수교(옥산방향)		
					측정유간 (mm)	판정	
		$\Delta \ell t$	여유량/2	합계		온도 이동량	합계 이동량
A1	신장	34.51	5.0	39.51	70.0	OK	OK
	수축	3.99	5.0	8.99	30.0	OK	OK
A2	신장	34.51	5.0	39.51	65	OK	OK
	수축	3.99	5.0	8.99	35.0	OK	OK

※ 신축이음 허용량(설계도면 확인) : A1=100mm, A2=100mm

다. 연단거리 검토

1) 연단거리 계산

- 주형의 경간길이 100m 이하 연단거리(S) = $200 + 5 \times L$
 - 주형의 경간길이 100m 이상 연단거리(S) = $300 + 4 \times L$ 여기서, L : 경간길이
 - 경간길이
- * 35.0m : $S = 200 + (5 \times 35.0) = 375.0(\text{mm})$

2) 연단거리 측정결과

각 교량받침에 대한 연단거리를 측정한 결과, 실측 연단거리는 500mm~730mm로 도로교 설계기준(2010년) 상의 최소연단거리 375.0mm 이상 확보한 것으로 조사되어 기준을 만족하는 것으로 검토되었다.

【표 2.9.4】연단거리 측정결과(옥산방향)

구 분		실측거리(mm)	경 간 장 L(m)	최소연단거리 S(mm)	평 가	
산수교 (옥산방향)	A1		500	35	375	O.K
	P1	A1측	680~730	35	375	O.K
		A2측	650~700	35	375	O.K
	P2	A1측	660~670	35	375	O.K
		A2측	700~750	35	375	O.K
	P3	A1측	650~700	35	375	O.K
		A2측	680	35	375	O.K
	A2		500	35	375	O.K

라. 교량받침 이동 여유량 검토

1) 실측 이동량

가동받침은 상부구조의 신축거동에 대해 여유있는 구조로 하여야 하며, 본 절에서는 실제 측정된 가동받침의 이동량을 기준으로 교량받침의 이동 여유량을 검토하도록 한다.

【표 2.9.5】교량받침 이동량 측정결과(옥산방향)

측정당시 온도		3.3℃ (2017년 11월 20일)			교량받침 종류	탄성받침	
구분		가동단 변위량(mm)					허용이동량 (mm)
		SH1	SH2	SH3	SH4	SH5	
A1		↑ 2.0	↑ 2.0	↑ 2.0	↑ 2.0	↑ 2.0	±144
P1	A1측	0	0	0	0	0	±54
	A2측	↓ 2.0	↓ 2.0	↓ 2.0	↓ 2.0	↓ 2.0	±54
P2		Fix					-
P3	A1측	0	0	0	0	0	±54
	A2측	0	0	0	0	0	±54
A2		↑ 18.0	↑ 18.0	↑ 18.0	↑ 18.0	↑ 18.0	±144

2) 교량받침 이동 여유량 계산

가동받침에서 이론적으로 산정된 교량받침의 이동량은 다음과 같다.

- 1) 조사시 온도 : 3.3℃(2017년 11월 20일)
- 2) 온도변화 : -5℃~35℃(콘크리트교, 보통지방)
- 3) 받침 이동량 산정

온도에 의한 이동량($\Delta \ell t = \Delta T \cdot \alpha \cdot L$)

여기서, ΔT : 35℃-(3.3℃)=31.7℃(신장), 3.3℃-(-5℃)=8.3℃(수축)

α (선팽창계수) : 1.0×10^{-5}

L : 신축들보의 길이(L=75.0m, 35.0m)

위 치	신축길이(m)	이론신축량		비 고
		신장량(mm)	수축량(mm)	
A1, A2	70.0	22.19	5.81	옥산방향
P1, P3	35.0	11.10	2.91	

【표 2.9.6】 교량 받침 이동량 검토(옥산방향)

구 분		신축장 (mm)	이론신축량(mm)		신축여유량(mm)		판 정
			신장	수축	신장	수축	
A1		70,000	27.08	5.81	142	146	O.K
P1	A1측	35,000	11.10	2.91	54	54	O.K
	A2측	35,000	11.10	2.91	56	52	O.K
P3	A1측	35,000	11.10	2.91	54	54	O.K
	A2측	35,000	11.10	2.91	54	54	O.K
A2		70,000	27.08	5.81	162	126	O.K

※ 이론신축량 : 온도변화에 의한 신축량

▶ 검토결과 : 온도 3.3℃일 때의 가동받침의 신축여유량 검토 결과, 교량에 설치된 가동받침장치의
실축여유량이 이론신축량을 만족하는 것으로 평가되어 양호한 것으로 확인됨.

1.2.3 내구성조사

가. 반발경도시험

1) 반발경도시험 결과

반발경도시험은 바닥판, 교대, 교각의 총 5개소에서 실시하였으며, 시험결과 모든 부재에서 설계압축강도(바닥판 : 27.0MPa, 교대 : 24.0MPa, 교각 : 27.0MPa)를 상회하는 것으로 조사되었다.

【표 2.9.7】 반발경도시험 결과

구 분			설계압축강도(MPa)	반발경도법(MPa)	강도비(%)
옥 산 방 향	상부구조	바닥판	27.0	28.2 ~ 28.7	104.4 ~ 106.3
	하부구조	교 대	24.0	25.1	104.6
		교 각	27.0	28.3 ~ 28.8	104.8 ~ 106.7

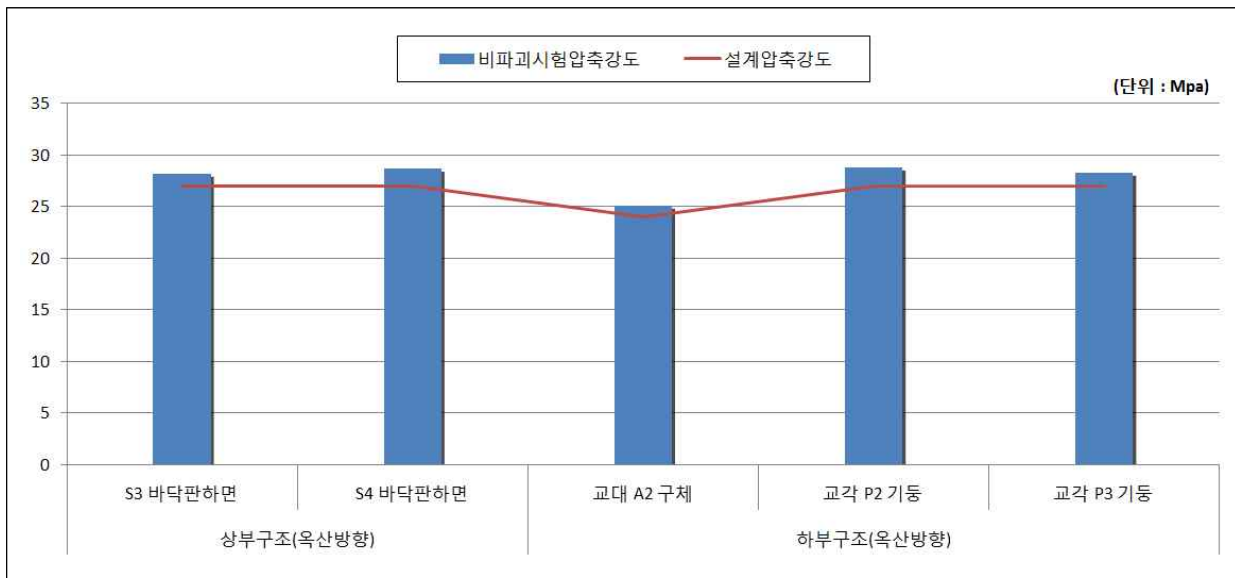
2) 각 부재별 반발경도 시험결과

【표 2.9.8】 각 부재별 반발경도시험 결과

시 험 위 치			평균치 R	보정치 ΔR	기준 경도 Ro	재령 계수 an	추정 압축강도 방법1	추정 압축강도 방법2	평균 강도 (MPa)	설계 압축 강도 (MPa)
옥 산 방 향	상부 구조	S3 바닥판하면	50.0	-3.2	46.8	0.66	27.3	29.1	28.2	27.0
		S4 바닥판하면	50.5	-3.1	47.4	0.66	27.9	29.4	28.7	27.0
	하부 구조	교대 A2 구체	42.6	0	42.6	0.65	23.4	26.7	25.1	24.0
		교각 P2 기둥	48.4	0	48.4	0.65	28.2	29.4	28.8	27.0
		교각 P3 기둥	47.5	0	47.5	0.65	27.5	29.0	28.3	27.0

주) • 추정압축강도(방법1) : 일본재료학회 추정식 ($F_c = -18.0 + 1.27 \times R_o$ (MPa))

• 추정압축강도(방법2) : 일본건축학회 추정식 ($F_c = (7.3 \times R_o + 100) \times 0.1$ (MPa))



【그림 2.9.6】 콘크리트 강도시험 결과 그래프

나. 철근탐사시험

철근탐사시험 결과, 철근배근간격 및 피복두께는 설계도면과 전반적으로 일치하는 것으로 조사되었다.

【표 2.9.9】 철근탐사시험 결과

탐사위치			배근종류	설계치(mm)		측정치(mm)	
				배근간격	피복두께	배근간격	피복두께
옥 산 방 향	상부 구조	S3 바닥판하면	주 철 근	@200	32	≒ @200	≒ 40
			배력철근	@250	48	≒ @250	≒ 55
		S4 바닥판하면 (지점부)	주 철 근	@200	32	≒ @200	≒ 40
			배력철근	@125	48	≒ @125	≒ 55
	하부 구조	교대 A2 구체	수직철근	@250	90.5	≒ @250	≒ 100
			수평철근	@300	71.5	≒ @300	≒ 80
		교각 P2 기둥	수직철근	@140	84	≒ @140	≒ 95
			수평철근	@150	65	≒ @150	≒ 75
		교각 P3 기둥	수직철근	@140	85.5	≒ @140	≒ 95
			수평철근	@150	66.5	≒ @150	≒ 75

1.3 상태평가

1.3.1 상태평가 결과

본 산수교(옥산방향)에 대해 경간별로 부재에 대한 최종 상태평가 결과 환산결함도 점수는 0.100으로 나타나, 결함도범위 $0.0 \leq x < 0.13$ 에 해당하는 『A등급』으로 평가되었다.

【표 2.9.10】 상태평가 결과

산수교(옥산방향)													
부재의 분류		상부구조		2차 부재	기타부재				받침	하부구조		내구성요소	
번호	구조형식	바닥판	거더	가로보	포장	배수	난간연석	신축이음	교량받침	하부	기초	탄산화(상)	탄산화(하)
1	PSC BAEM	a	a	a	a	a	a	a	a	a	Q	a	a
2	PSC BAEM	a	a	a	a	a	a	N/A	a	a	Q	a	a
3	PSC BAEM	a	a	a	a	a	a	N/A	a	a	Q	a	a
4	PSC BAEM	a	a	a	a	a	a	N/A	a	a	Q	a	a
5	PSC BAEM	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	a	a	a	Q	N/A	a
평균		0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100
가중치		18	20	5	7	3	2	9	9	20	N/A	4	3
(평균X가중치) /가중치합		0.018	0.020	0.005	0.007	0.003	0.002	0.009	0.009	0.020	0.000	0.004	0.003
1. 환산결함도 점수 =													0.100
2. 상태평가 결과 =													a

【표 2.9.11】 상태평가 결과표

교량명	산수교(옥산방향)						
구성교량명	환산결함도점수	상태평가등급	연장(m)	차선	길이×차선	연장비	환산결함도점수×연장비
본교	0.100	A	140.0	4	560.0	0.100	0.100
합계(Σ)			140.0		560.0	1.000	0.100
1. 평가지수 =							0.100
2. 상태평가 결과 =							A 등급

1.4 종합평가 및 안전등급

1.4.1 종합평가 결과

대상 구조물의 종합평가는 『시설물의 안전점검 및 정밀안전진단 실시 등에 관한 지침(국토교통부 2016. 12.)』에 의거 상태평가등급과 안전성평가등급을 비교하여 등급 중 낮은 등급을 시설물의 종합평가등급으로 결정하였다.

산수교(옥산방향)의 상태평가등급은 “A”, 안전성평가 등급은 “A”로 평가되어 본 시설물의 종합평가 결과, 종합평가등급은 “A(우수)등급”으로 평가되었다.

【표 2.9.12】 종합평가 결과

평가구분	결합지수	평가등급	비 고
상태평가	F = 0.100	A	
안전성평가	S.F = 1.0이상	A	설계내하력 이상확보
종합평가 결과	A등급		

1.4.2 안전등급 지정

산수교(옥산방향)에 대한 외관조사 및 구조안전성평가결과 시설물의 상태는 『문제점이 없는 최상의 상태』로 안전등급 A등급으로 평가되었다.

【표 2.9.13】 산수교(옥산방향) 안전등급 지정

안전등급	구조물명	안전등급
	산수교(옥산방향)	A등급(우수)

1.5 종합결론

산수교(옥산방향)는 외관조사 및 시험결과를 토대로 한 시설물의 상태평가 결과와 구조검토 및 안전성평가 결과를 종합적으로 분석, 평가한 결과 종합평가 등급 및 안전등급은 문제점이 없는 최상의 상태인 “A등급”으로 평가되었다. 일부 국부적으로 손상이 조사되었으나 내구성 및 기능성 향상을 위해 보수를 실시하였으며 공용 기간 증대에 따른 손상이 발생할 수 있으므로 지속적인 점검을 통한 유지관리가 필요하다.

제2장 산수교(오창방향)

2.1 시설물의 개요

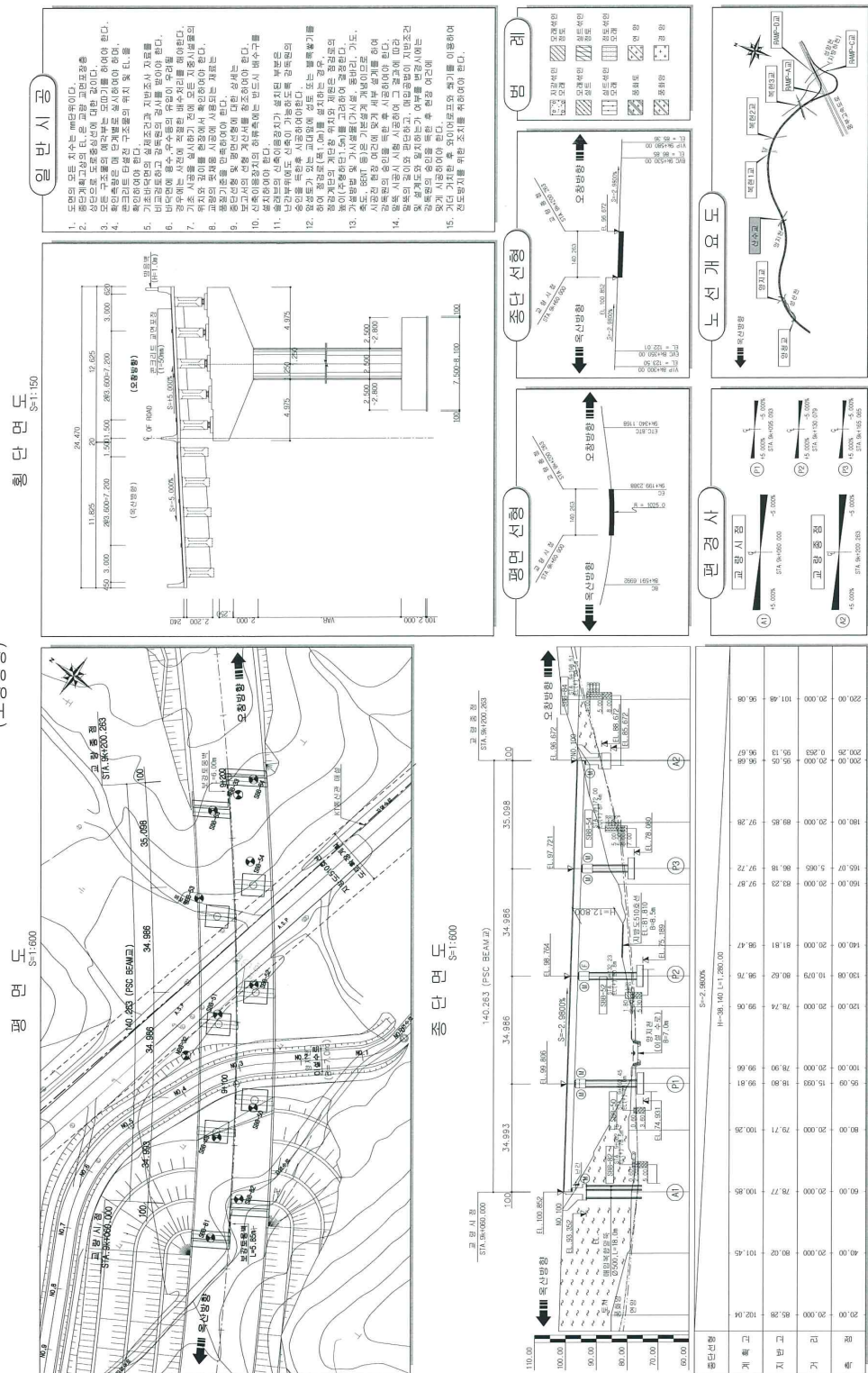
2.1.1 교량개요

본 초기점검 대상 시설물인 산수교(오창방향)에 대한 시설물 현황은 다음과 같다.

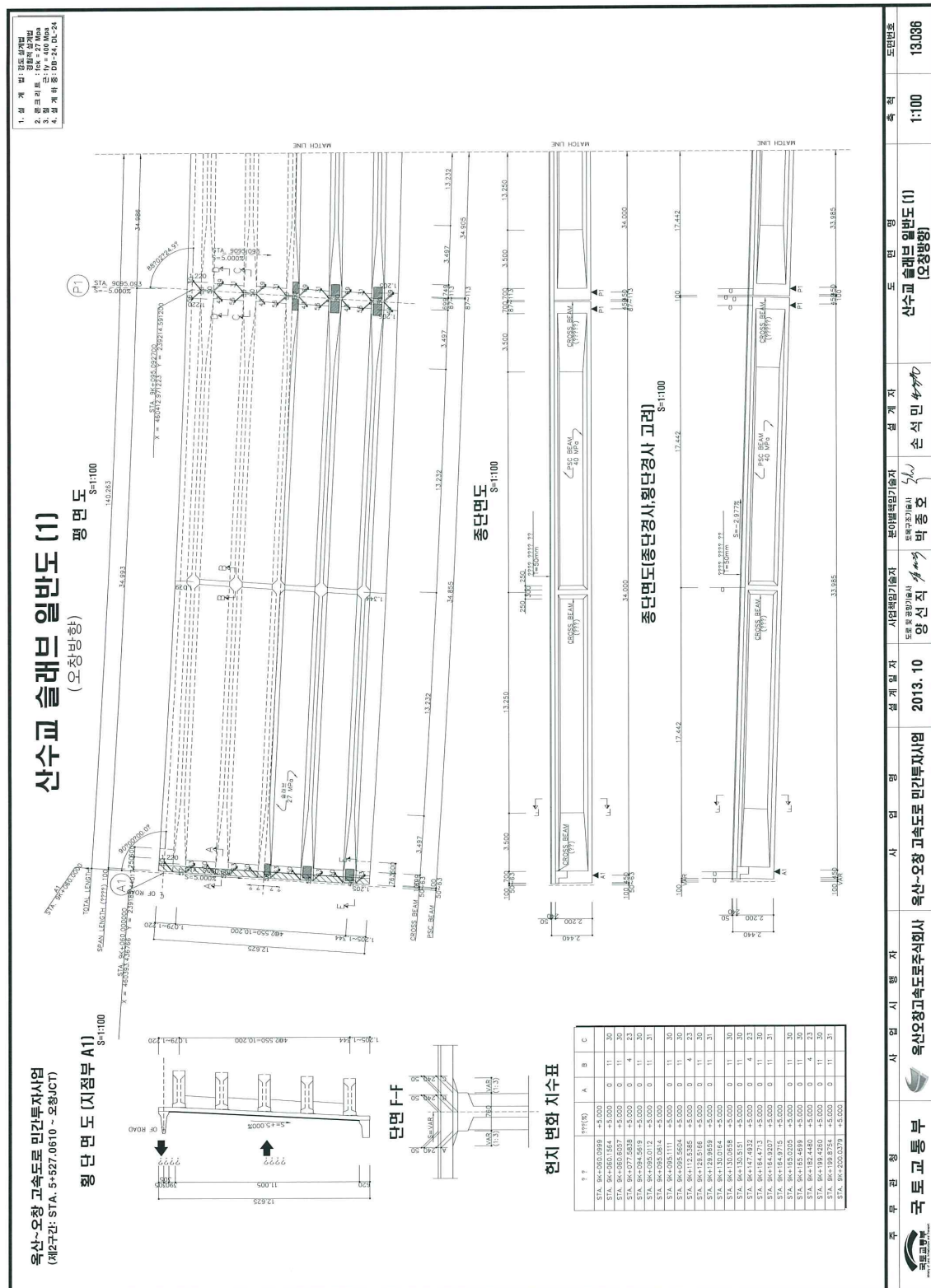
【표 2.9.14】 과업대상 시설물의 개요

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		산수교		시설물번호		-	
준공년월일		2018. 01. 13		관리번호		-	
시설물위치		충북 청주시 청원구 오창읍					
설계하중		DB, DL-24		노선명(이정)		아산청주고속도로(옥산-오창)	
제원	연장	L = 4@35.0 = 140.0m					
	폭	B = 12.645m					
구조 형식	상부	PSC BEAM		기초 형식	교대	복합말뚝기초(A1) 직접기초(A2)	
	하부	교대:역T형, 교각:T형			교각	직접기초	
교량받침		탄성받침		신축이음		뉴모노셀 조인트	
교차시설물		도로(지방도510호선), 하천(양지천)		통과높이		12.8m	
부착시설 (도로, 철도, 하천)		-					
기 타		-					
							
상면전경				하부전경			

산수교 평면도 [2]
(오른쪽)

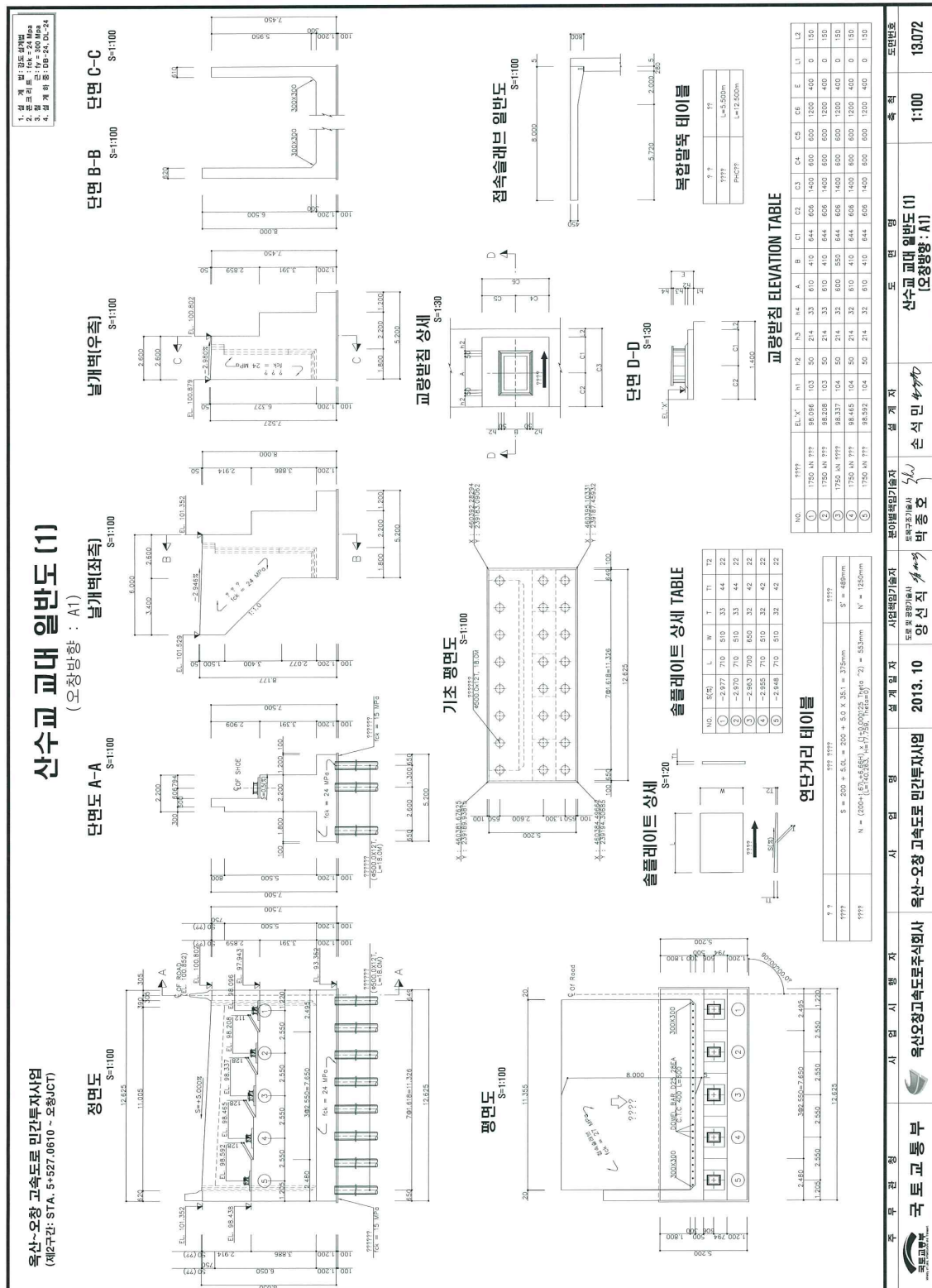
[illegible]

【그림 2.9.7】 종평면도(오창방향)

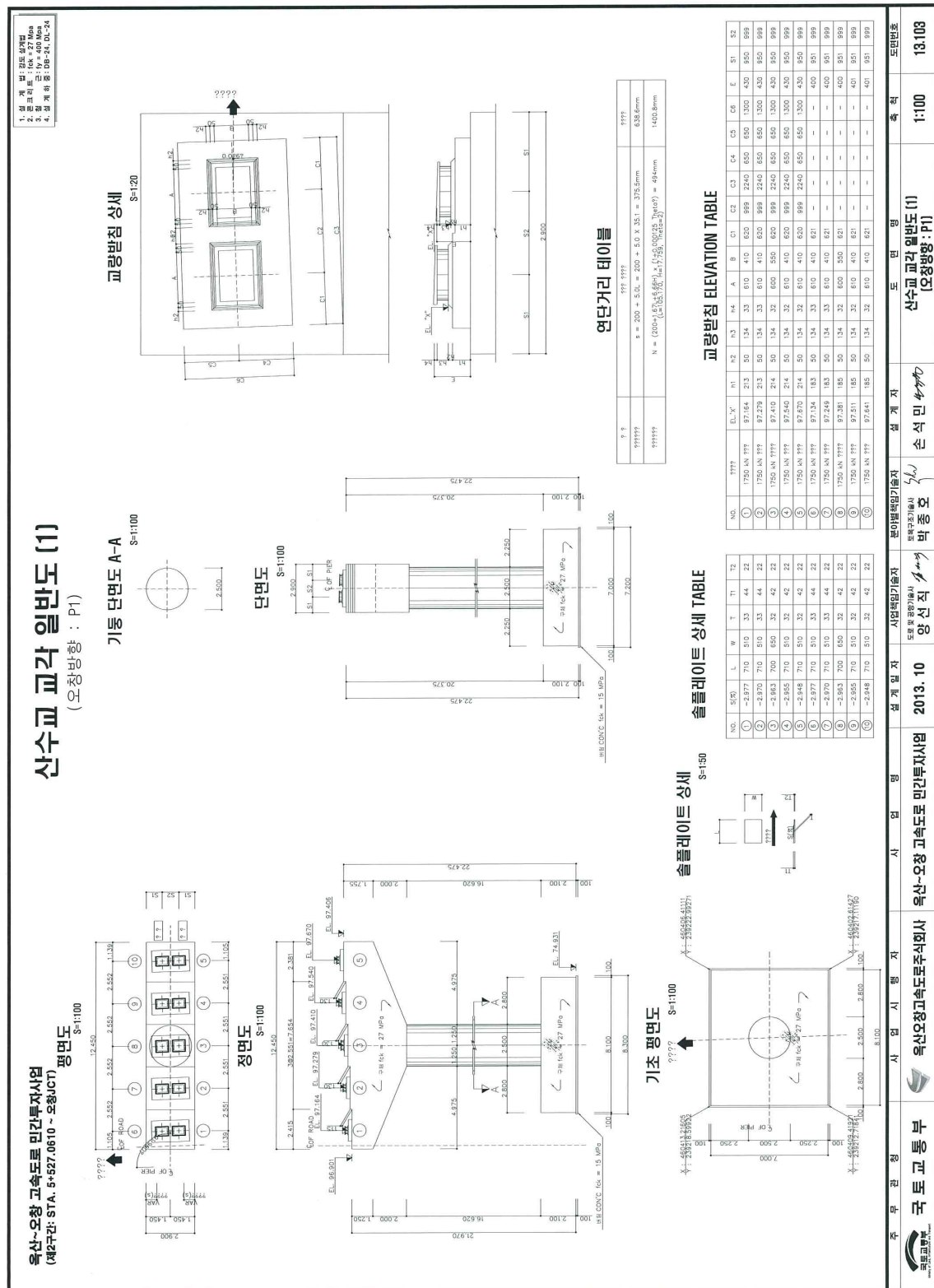


【그림 2.9.8】 슬래브 일반도(오창방향)

옥산~오창 고속도로 민간투자사업 초기점검



【그림 2.9.9】 교대(A1) 일반도(오창방향)



【그림 2.9.10】 교각(P1) 일반도(오창방향)

2.2 현장조사 및 시험

2.2.1 외관조사 결과

본 점검 대상 구조물인 산수교(오창방향)에 대하여 각각 부재별로 외관조사를 실시하여 손상발생 현황에 대한 조사를 실시하였으며, 외관조사 결과는 다음과 같다.

가. 교면포장

교면포장은 콘크리트 포장으로 시공되어 있으며, 포장면에 대한 점검결과, 포장균열, 파손 등의 손상이 없는 양호한 상태인 것으로 조사되었다.



나. 배수시설

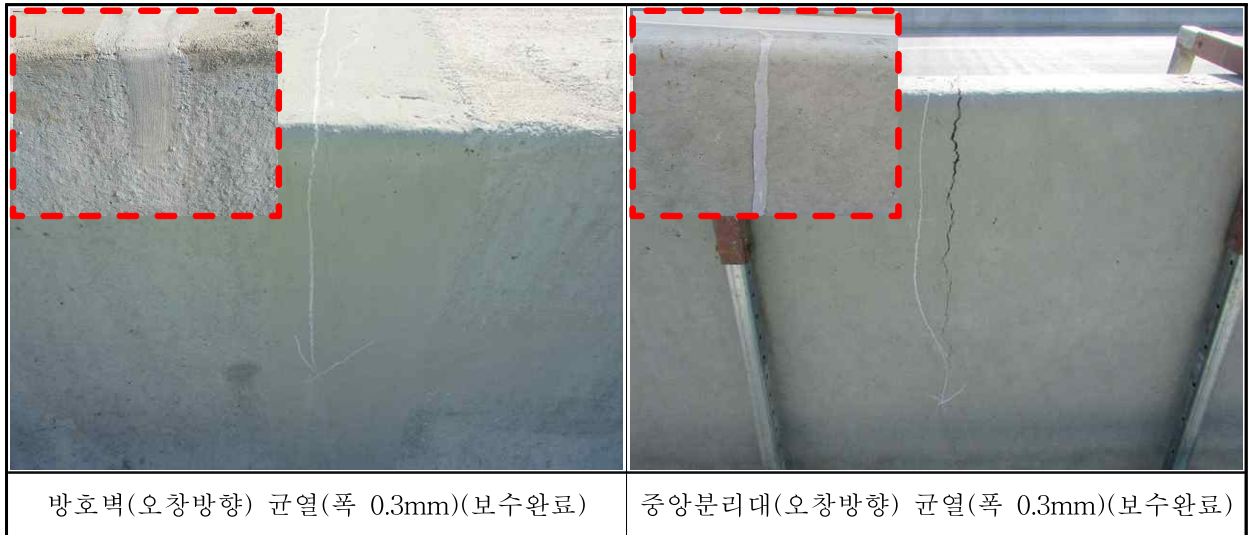
본 교량에 설치된 배수시설은 육교형 배수관(알루미늄 강관 Pipe)으로서, 설치된 배수구는 설계도면에 준하여 적정하게 시공된 것으로 확인되었으며, 배수시설의 설치상태 및 교면의 배수상태는 전반적으로 양호한 상태인 것으로 조사되었다.



다. 난간 및 연석

본 교량의 외측 방호벽 및 중앙분리대는 콘크리트 구조로 시공되어있다. 외관조사 결과 균열(폭 0.3mm이상)이 일부 조사되었으나, 준공 전 시공사측에서 보수조치를 실시하여 현재 손상이 없는 양호한 상태인 것으로 조사되었다.

구 분		손상상태	손상물량	비 고
오 창방향	방호벽	균열(폭 0.3mm이상)	69.5m/42ea	보수완료
	중앙분리대	균열(폭 0.3mm이상)	69.5m/57ea	보수완료



라. 신축이음

본 교량의 신축이음장치는 총 2개소(A1, A2)에 설치되어 있다. 신축이음장치에 대한 점검 결과, 조인트 본체 및 후타재에 손상이 없는 양호한 상태로 조사되었으며, 신축이음의 거동 상태도 양호한 것으로 나타났다.



마. 바닥판 하면

바닥판 철근콘크리트 구조로 시공되어 있다. 바닥판에 대한 외관조사 결과, 콘크리트의 균열, 파손 등의 손상이 없는 양호한 상태로 조사되었다.



바. 거더

본 교량의 거더는 PSC BEAM 형식이며, 외관조사 결과 특별한 손상이 없는 양호한 상태로 조사되었다.



사. 가로보

본 교량의 가로보는 철근콘크리트 구조로 시공되어 있다. 가로보에 대한 점검결과, 구조적으로 손상이 없는 양호한 상태로 조사되었다.



아. 교량받침

교량받침은 상부구조에 작용하는 하중을 하부구조에 전달하는 기능을 갖는 장치로서 교량의 내구성, 안정관련된 중요한 구조요소이다. 또한 고정하중, 활하중 등에 의해서 상부구조에 발생하는 변위뿐만 아니라 온도변화 및 크리프에 의해서도 교량의 변위, 변형이 발생하므로 상·하부 구조를 별개로 한 경우 이들의 접점에 있는 받침은 그 변위를 흡수하는 구조로 하거나 변위에 의해 발생하는 하중에 저항할 수 있는 구조이다.

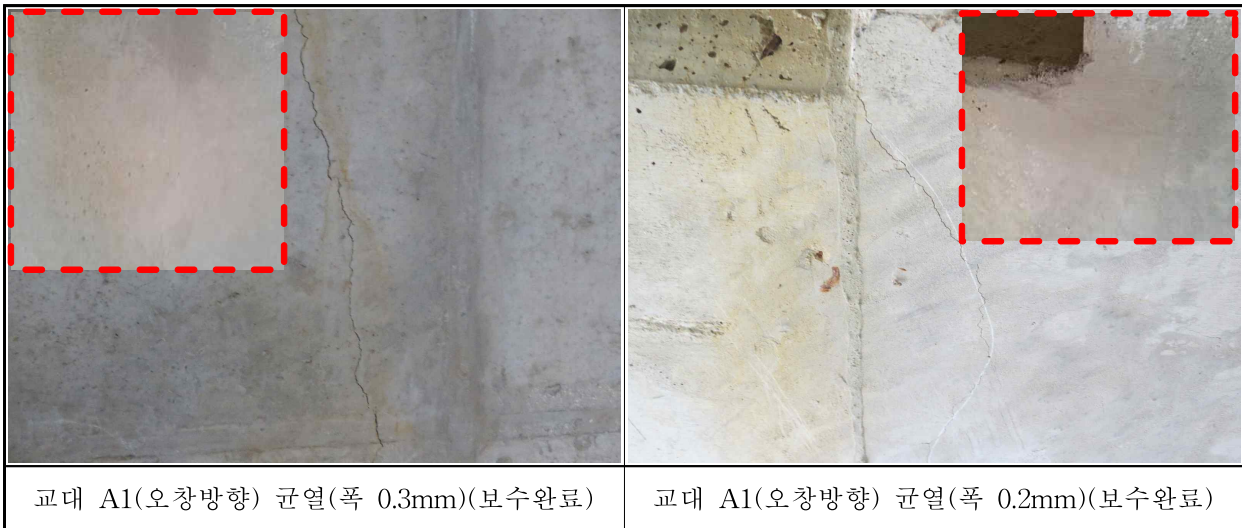
본 교량의 받침장치는 탄성받침 형식으로 총 40개소(5개소/교대 1EA당, 10개소/교각 1EA당)가 설치되어 있으며, P2에 고정단이 설치되어 있다. 교량받침에 대한 점검결과, 받침 본체 및 받침콘크리트에 손상이 없는 양호한 상태인 것으로 조사되었다.



자. 교대

교대는 역T형으로 시공되어 있다. 교대 점검결과, 균열(폭 0.3mm미만 및 이상)이 일부 조사되었으나, 준공 전 시공사측에서 보수조치를 실시하여 현재 손상이 없는 양호한 상태인 것으로 조사되었다.

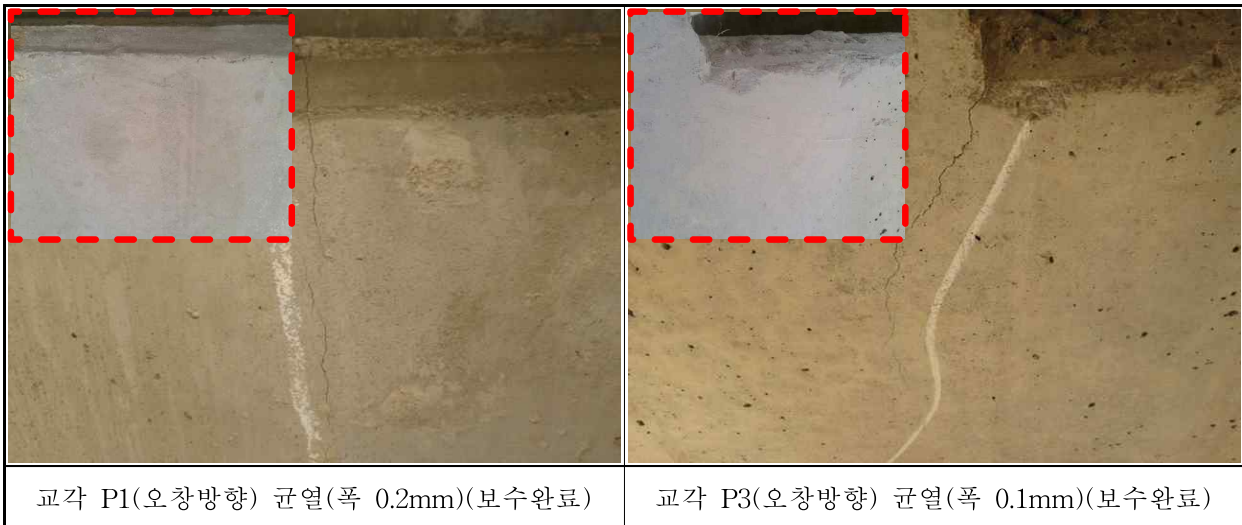
구 분	손상상태	손상물량	비 고
교대 (오창방향)	균열(폭 0.3mm미만)	81.0m/82ea	보수완료
	균열(폭 0.3mm이상)	9.3m ² /6ea	보수완료



차. 교각

교각은 T형으로 시공되어 있다. 교각 점검결과, 균열(0.3mm미만)이 일부 조사되었으나, 준공 전 시공사측에서 보수조치를 실시하여 현재 손상이 없는 양호한 상태인 것으로 조사되었다.

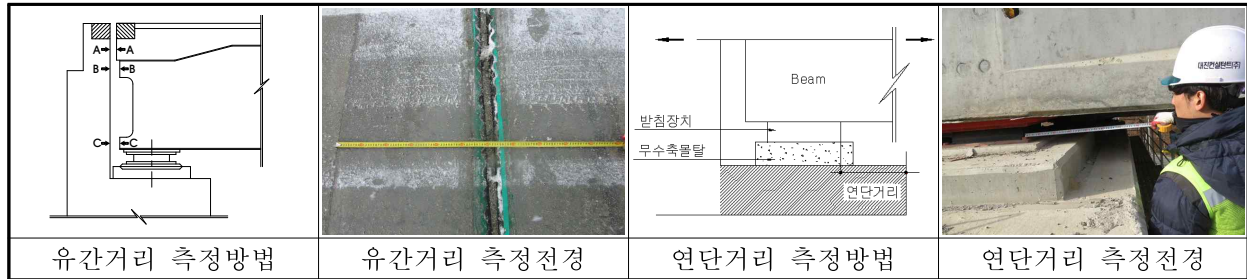
구 분	손상상태	손상물량	비 고
교각	균열(폭 0.3mm미만)	49.0m/64ea	보수완료



2.2.2 부재별 기능조사 결과

가. 개요

부재별 기능조사는 유간거리 및 연단거리 측정을 실시하였으며, 측정현황은 다음과 같다.



【그림 2.9.11】 부재별 기능상태 측정방법 및 전경

나. 유간거리 검토

1) 계산 신축량 산정

【표 2.9.15】 온도변화의 범위 및 선팽창 계수

측 정 일	2018년 1월 11일		
온도변화 범위	-15℃ ~ +40℃ (한냉지방)	선팽창 계수(α)	1.0×10 ⁻⁵
점검시 기온	-9.3℃		
온도에 의한 신축량(ΔL _T)	ΔLT = ΔT × α × L		
회전에 의한 이동량(ΔL _r)	ΔLr = 2h/3 × θ (콘크리트교=1/300)		
주형높이(h)	2,200mm		
지간장(L)	35.0m(S1, S2, S3, S4)		

▶ 설계 신축량 계산(조사일 : 2018년 1월 11일, 일평균기온 : -9.3℃)

- 온도에 의한 신축량(Δlt) ; 한냉지방, 콘크리트교 : -15~+40℃ 적용

※ 유간 측정일 기온이 온도변화 범위(보통지방)를 초과하여 한냉한지방의 온도범위로 적용함.

$$\Delta \ell t = \Delta T \times \alpha \times L$$

여기서, ΔT : 40℃ - (-9.3℃) = 49.3℃ (신장), -9.3℃ - (-15℃) = 5.7℃ (수축)

α (선팽창계수) : 1.0×10⁻⁵

L : 신축들보의 길이 (L=35.0m)

{[A1지점, A2지점] = 70.0m}

▷ A1지점, A2지점 = (34.51mm - 신장 / 3.99mm - 수축)

☞ 신축여유량 : (기본 신축량 × 20%) + 10mm → 신축장 100m미만

→ 설치여유량 ($\Delta l t$)×20% : 본 교량은 시공이 완료된 상태이므로 여유량에서는 제외함.

→ 신장 및 신축에 대한 여유량은 각 경우에 대해 여유량의 1/2만큼을 적용함.

2) 유간거리 측정결과

신축이음의 유간 측정치와 계산이동량 산정치를 비교 검토한 결과 전체 개소에서 현행 설계기준에 따른(도로교설계기준 해설, 2008) 부가여유량을 고려한 경우에도 상부구조의 신축거동을 수용할 수 있는 양호한 상태로 나타났다.

【표 2.9.16】 유간거리 검토결과(오창방향)

위치		계산 신축량 (mm)			산수교(오창방향)		
					측정유간 (mm)	판정	
		$\Delta l t$	여유량/2	합계		온도 이동량	합계 이동량
A1	신장	34.51	5.0	39.51	73.0	OK	OK
	수축	3.99	5.0	8.99	30.0	OK	OK
A2	신장	34.51	5.0	39.51	65.0	OK	OK
	수축	3.99	5.0	8.99	35.0	OK	OK

※ 신축이음 허용량(설계도면 확인) : A1=100mm, A2=100mm

다. 연단거리 검토

1) 연단거리 계산

- 주형의 경간길이 100m 이하 연단거리(S) = $200 + 5 \times L$
 - 주형의 경간길이 100m 이상 연단거리(S) = $300 + 4 \times L$ 여기서, L : 경간길이
 - 경간길이
- * 35.0m : $S = 200 + (5 \times 35.0) = 375.0(\text{mm})$

2) 연단거리 측정결과

각 교량받침에 대한 연단거리를 측정한 결과, 실측 연단거리는 450mm~720mm로 도로교 설계기준(2010년) 상의 최소연단거리 375.0mm 이상 확보한 것으로 조사되어 기준을 만족하는 것으로 검토되었다.

【표 2.9.17】연단거리 측정결과(오창방향)

구 분		실측거리(mm)	경간장 L(m)	최소연단거리 S(mm)	평 가
산수교 (오창방향)	A1	500	35	375	O.K
	P1	A1측	680~700	35	O.K
		A2측	650~660	35	O.K
	P2	A1측	690~700	35	O.K
		A2측	710~720	35	O.K
	P3	A1측	660~680	35	O.K
		A2측	670~690	35	O.K
	A2	450	35	375	O.K

라. 교량받침 이동 여유량 검토

1) 실측 이동량

가동받침은 상부구조의 신축거동에 대해 여유있는 구조로 하여야 하며, 본 절에서는 실제 측정된 가동받침의 이동량을 기준으로 교량받침의 이동 여유량을 검토하도록 한다.

【표 2.9.18】교량받침 이동량 측정결과(오창방향)

측정당시 온도		3.3℃ (2017년 11월 20일)			교량받침 종류	탄성받침	
구분		가동단 변위량(mm)					허용이동량 (mm)
		SH1	SH2	SH3	SH4	SH5	
A1		↑ 10.0	↑ 12.0	↑ 10.0	↑ 12.0	↑ 10.0	±144
P1	A1측	↓ 2.0	↓ 2.0	↓ 2.0	↓ 2.0	↓ 2.0	±54
	A2측	↓ 2.0	↓ 2.0	↓ 2.0	↓ 2.0	↓ 2.0	±54
P2		Fix					-
P3	A1측	0	0	0	0	0	±54
	A2측	0	0	0	0	0	±54
A2		↑ 16.0	↑ 16.0	↑ 16.0	↑ 18.0	↑ 18.0	±144

2) 교량받침 이동 여유량 계산

가동받침에서 이론적으로 산정된 교량받침의 이동량은 다음과 같다.

- 1) 조사시 온도 : 3.3℃(2017년 11월 20일)
- 2) 온도변화 : -5℃~35℃(콘크리트교, 보통지방)
- 3) 받침 이동량 산정

온도에 의한 이동량($\Delta \ell t = \Delta T \cdot \alpha \cdot L$)

여기서, ΔT : 35℃-(3.3℃)=31.7℃(신장), 3.3℃-(-5℃)=8.3℃(수축)

α (선팽창계수) : 1.0×10^{-5}

L : 신축들보의 길이(L=70.0m, 35.0m)

위 치	신축길이(m)	이론신축량		비 고
		신장량(mm)	수축량(mm)	
A1, A2	70.0	22.19	5.81	오 창방향
P1, P3	35.0	11.10	2.91	

【표 2.9.19】 교량 받침 이동량 검토(오창방향)

구 분		신축장 (mm)	이론신축량(mm)		신축여유량(mm)		판정
			신장	수축	신장	수축	
A1		70,000	27.08	5.81	132~134	154~156	O.K
P1	A1측	35,000	11.10	2.91	56	52	O.K
	A2측	35,000	11.10	2.91	56	52	O.K
P3	A1측	35,000	11.10	2.91	54	54	O.K
	A2측	35,000	11.10	2.91	54	54	O.K
A2		70,000	27.08	5.81	160~162	126~128	O.K

※ 이론신축량 : 온도변화에 의한 신축량

▶ 검토결과 : 온도 3.3℃일 때의 가동받침의 신축여유량 검토 결과, 교량에 설치된 가동받침장치의 실축여유량이 이론신축량을 만족하는 것으로 평가되어 양호한 것으로 확인됨.

2.2.3 내구성조사

가. 반발경도시험

1) 반발경도시험 결과

반발경도시험은 바닥판, 교대, 교각의 총 5개소에서 실시하였으며, 시험결과 모든 부재에서 설계압축강도(바닥판 : 27.0MPa, 교대 : 24.0MPa, 교각 : 27.0MPa)를 상회하는 것으로 조사되었다.

【표 2.9.20】 반발경도시험 결과

구 분			설계압축강도(MPa)	반발경도법(MPa)	강도비(%)
오 창 방 향	상부구조	바닥판	27.0	28.4 ~ 28.9	105.2 ~ 107.0
	하부구조	교 대	24.0	25.2	105.0
		교 각	27.0	28.0 ~ 28.4	103.7 ~ 105.2

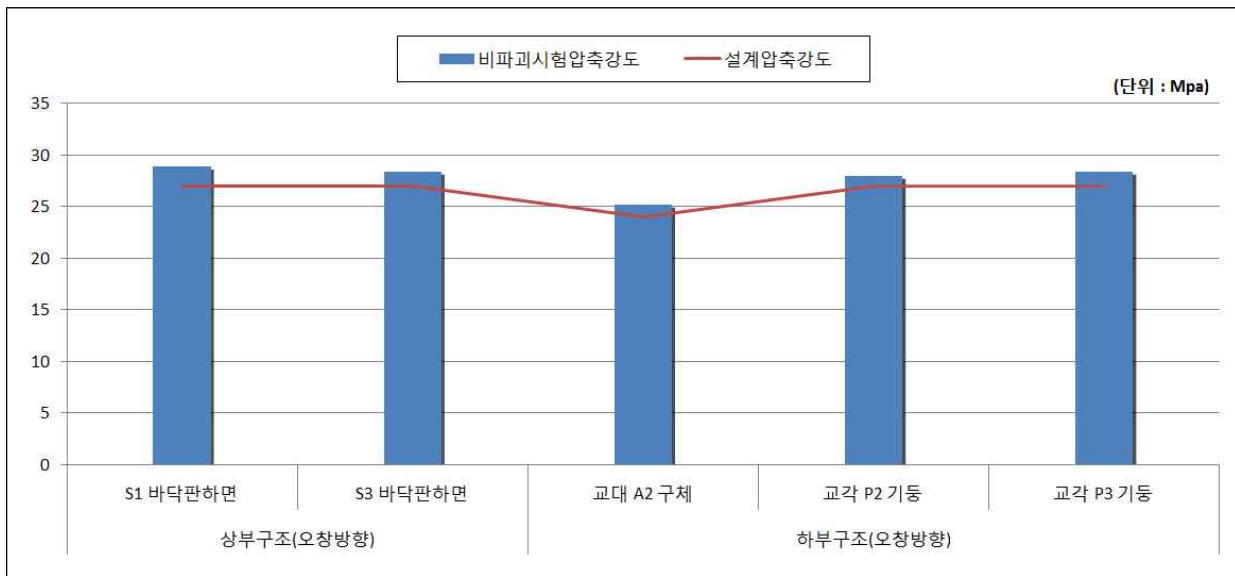
2) 각 부재별 반발경도 시험결과

【표 2.9.21】 각 부재별 반발경도시험 결과

시 험 위 치			평균치 R	보정치 ΔR	기준 경도 Ro	재령 계수 an	추정 압축강도 방법1	추정 압축강도 방법2	평균 강도 (MPa)	설계 압축 강도 (MPa)
오 창 방 향	상부 구조	S1 바닥판하면	50.8	-3.1	47.7	0.66	28.1	29.6	28.9	27.0
		S3 바닥판하면	50.1	-3.1	47.0	0.66	27.5	29.2	28.4	27.0
	하부 구조	교대 A2 구체	42.8	0	42.8	0.65	23.6	26.8	25.2	24.0
		교각 P2 기둥	47.0	0	47.0	0.65	27.1	28.8	28.0	27.0
		교각 P3 기둥	47.7	0	47.7	0.65	27.6	29.1	28.4	27.0

주) • 추정압축강도(방법1) : 일본재료학회 추정식 ($F_c = -18.0 + 1.27 \times R_o$ (MPa))

• 추정압축강도(방법2) : 일본건축학회 추정식 ($F_c = (7.3 \times R_o + 100) \times 0.1$ (MPa))



【그림 2.9.12】 콘크리트 강도시험 결과 그래프

나. 철근탐사시험

철근탐사시험 결과, 철근배근간격 및 피복두께는 설계도면과 전반적으로 일치하는 것으로 조사되었다.

【표 2.9.22】 철근탐사시험 결과

탐사위치			배근종류	설계치(mm)		측정치(mm)	
				배근간격	피복두께	배근간격	피복두께
오창방향	상부구조	S1 바닥판하면 (지점부)	주 철 근	@200	32	≒ @200	≒ 40
			배력철근	@125	48	≒ @125	≒ 55
		S3 바닥판하면	주 철 근	@200	32	≒ @200	≒ 40
			배력철근	@250	48	≒ @250	≒ 55
	하부구조	교대 A2 구체	수직철근	@250	89	≒ @250	≒ 95
			수평철근	@300	70	≒ @300	≒ 75
		교각 P2 기둥	수직철근	@140	84	≒ @140	≒ 90
			수평철근	@150	65	≒ @150	≒ 70
		교각 P3 기둥	수직철근	@140	84	≒ @140	≒ 90
			수평철근	@150	65	≒ @150	≒ 70

2.3 상태평가

2.3.1 상태평가 결과

본 산수교(오창방향)에 대해 경간별로 부재에 대한 최종 상태평가 결과 환산결함도 점수는 0.100으로 나타나, 결함도범위 $0.0 \leq x < 0.13$ 에 해당하는 『A등급』으로 평가되었다.

【표 2.9.23】 상태평가 결과

산수교(오창방향)													
부재의 분류		상부구조		2차 부재	기타부재				받침	하부구조		내구성요소	
번호	구조형식	바닥판	거더	가로보	포장	배수	난간연석	신축이음	교량받침	하부	기초	탄산화(상)	탄산화(하)
1	PSC BEAM	a	a	a	a	a	a	a	a	a	Q	a	a
2	PSC BEAM	a	a	a	a	a	a	N/A	a	a	Q	a	a
3	PSC BEAM	a	a	a	a	a	a	N/A	a	a	Q	a	a
4	PSC BEAM	a	a	a	a	a	a	N/A	a	a	Q	a	a
5	PSC BEAM	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	a	a	a	Q	N/A	a
평균		0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100
가중치		18	20	5	7	3	2	9	9	20	N/A	4	3
(평균X가중치) /가중치합		0.018	0.020	0.005	0.007	0.003	0.002	0.009	0.009	0.020	0.000	0.004	0.003
1. 환산결함도 점수 =													0.100
2. 상태평가 결과 =													a

【표 2.9.24】 상태평가 결과표

교량명	산수교(오창방향)						
구성교량명	환산결함도점수	상태평가등급	연장(m)	차선	길이×차선	연장비	환산결함도점수×연장비
본교	0.100	A	140.0	4	560.0	0.100	0.100
합계(Σ)			140.0		560.0	1.000	0.100
1. 평가지수 =							0.100
2. 상태평가 결과 =							A 등급

2.4 종합평가 및 안전등급

2.4.1 종합평가 결과

대상 구조물의 종합평가는 『시설물의 안전점검 및 정밀안전진단 실시 등에 관한 지침(국토교통부 2016. 12.)』에 의거 상태평가등급과 안전성평가등급을 비교하여 등급 중 낮은 등급을 시설물의 종합평가등급으로 결정하였다.

산수교(오창방향)의 상태평가등급은 “A”, 안전성평가 등급은 “A”로 평가되어 본 시설물의 종합평가 결과, 종합평가등급은 “A(우수)등급”으로 평가되었다.

【표 2.9.25】 종합평가 결과

평가구분	결합지수	평가등급	비 고
상태평가	F = 0.100	A	
안전성평가	S.F = 1.0이상	A	설계내하력 이상확보
종합평가 결과	A등급		

2.4.2 안전등급 지정

산수교(오창방향)에 대한 외관조사 및 구조안전성평가결과 시설물의 상태는 『문제점이 없는 최상의 상태』로 안전등급 A등급으로 평가되었다.

【표 2.9.26】 산수교(오창방향) 안전등급 지정

안전등급	구조물명	안전등급
	산수교(오창방향)	A등급(우수)

2.5 종합결론

산수교(오창방향)는 외관조사 및 시험결과를 토대로 한 시설물의 상태평가 결과와 구조검토 및 안전성평가 결과를 종합적으로 분석, 평가한 결과 종합평가 등급 및 안전등급은 문제점이 없는 최상의 상태인 “A등급”으로 평가되었다. 일부 국부적으로 손상이 조사되었으나 내구성 및 기능성 향상을 위해 보수를 실시하였으며 공용 기간 증대에 따른 손상이 발생할 수 있으므로 지속적인 점검을 통한 유지관리가 필요하다.

제3장 안전성평가

3.1 교량 재하시험

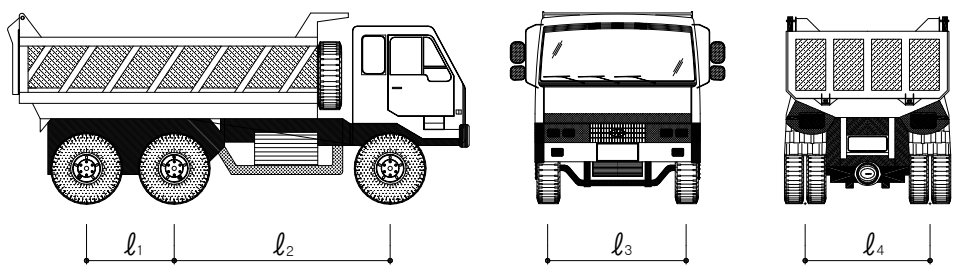
3.1.1 개 요

가. 현장시험의 개요

구 분		내 용
시험일자		2017. 12. 18
시험시간		AM 09:00 ~ AM 11:00
시험위치		오창방향 - S4(최대 정모멘트가 작용하는 지점)
재하시험차량 대수		1대
하중 경우 수	정적재하시험	Load Case 1~3 (3회)
	동적재하시험	10km/hr ~ 80km/hr

나. 재하시험 차량의 제원 및 하중

대상교량의 정적재하시험에는 설계하중의 약 62%에 해당하는 토사를 만재한 269.10kN 트럭 1대를 사용하였으며, 재하차량의 제원 및 중량은 다음과 같다.

차 량 제 원		계량증명서		
				
구 분	재하차량 제원(m)			
	l_1	l_2	l_3	l_4
15ton 덤프트럭	1.30	3.20	2.10	1.85
구 분	총 중 량 (kN)	전륜축중량 (kN)	중륜축중량 (kN)	후륜축중량 (kN)
덤프트럭 (5328)	269.10	79.80	94.65	94.65

다. 교량 재하시험 사진

변형률계 설치 현황	저짐계 설치 현황
가속도계 설치 현황	재하시험 계측 전경
정적 재하시험 전경	동적 재하시험 전경

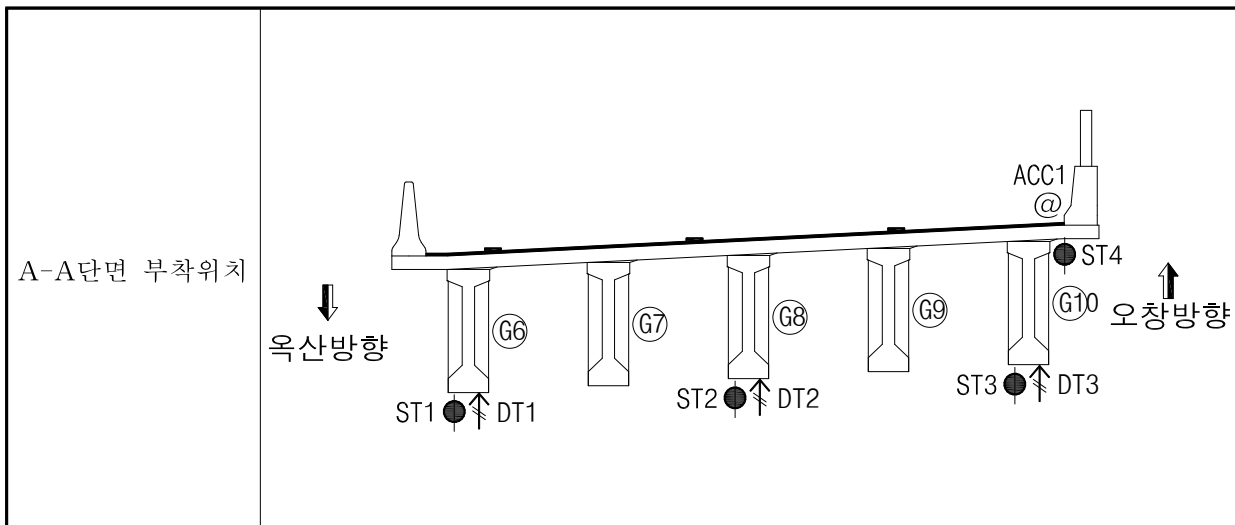
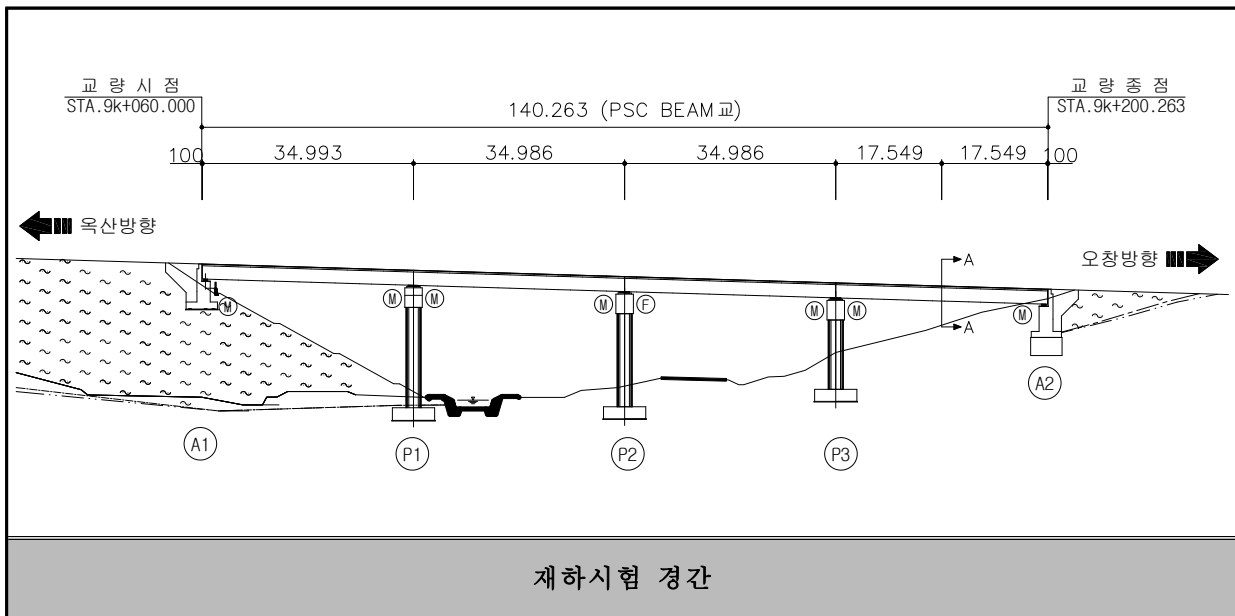
라. 계측센서 사양 및 수량

구분	센서명	모델명	사 양	수량(ea)
계 측 센 서	콘크리트 변형률게이지	PL-60 -11-1L	• 범위 : 30000μstrain • 저항 : 120.3$\pm$0.5Ω • 사용온도 범위 : -20$\sim$+80°C • 형식 : 전기저항식	4
	치짐계	OU-30	• 범위 : $\pm$30mm • 민감도: ($\times 10^{-6}$/mm) : 1000 • 허용온도범위 : 0$\sim$+60°C • 형식 : 전기저항식	3
	가속도계	ARF-20A	• 용량 : 2.04g • 응답주파수 : 80hz • 고유주파수 : 150hz • 형식 : 전기저항식	1
소 계				8
측 정 장 비	정, 동적 시험장비	DRA-30A	• 측정점수 : 30채널 • 측정대상 : Dynamic Strian, 전압 • 각 채널별 112k word 데이터메모리 탑재 (정적스트레인측정시 30000scans)	1
소 계				1

마. L/C별 재하시험 방법

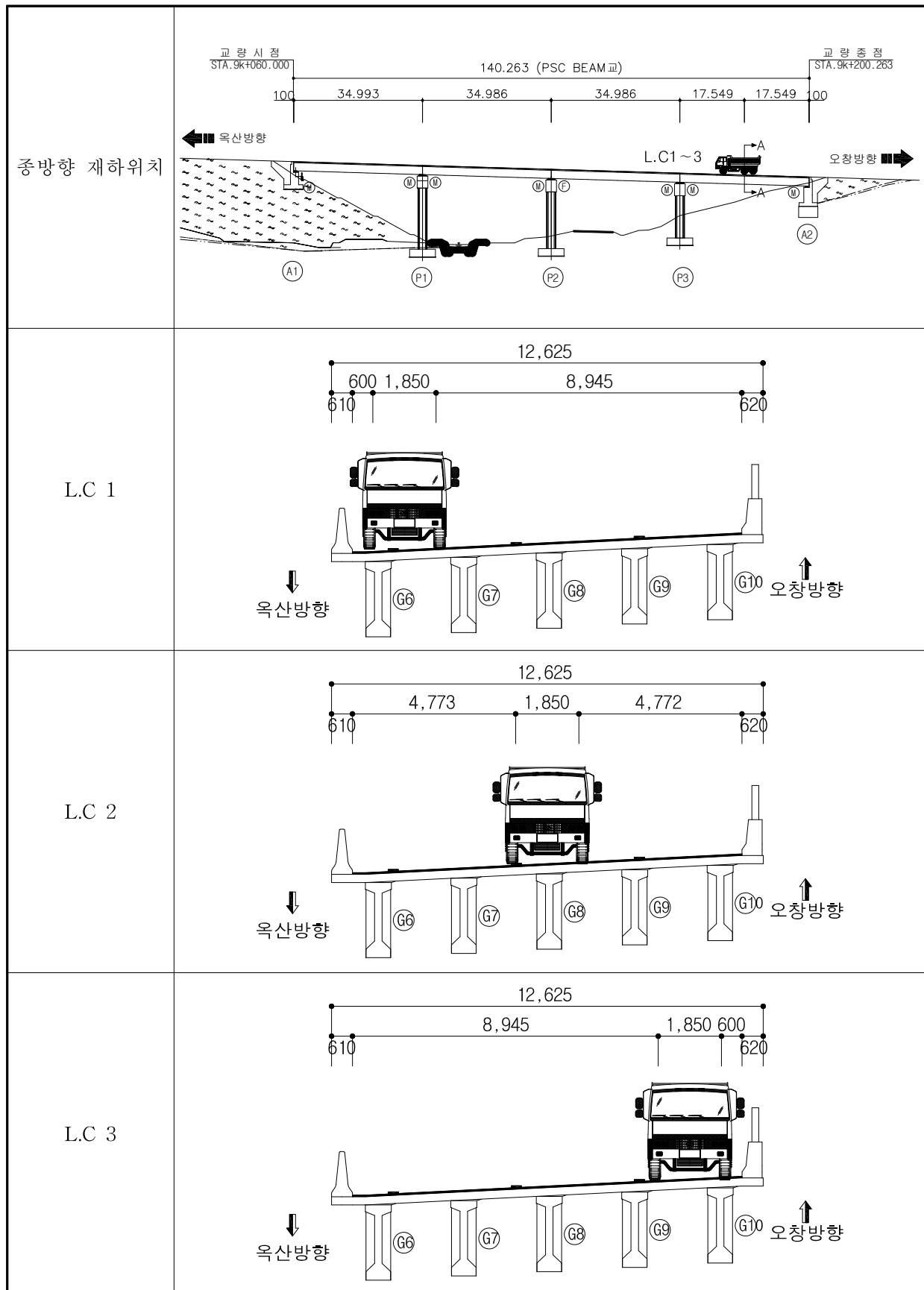
재하시험 위치	재하목적	비 고
오창방향 - 외측경간(S4)	• 최대 정모멘트가 작용하는 지점	

바. 계측센서 설치도

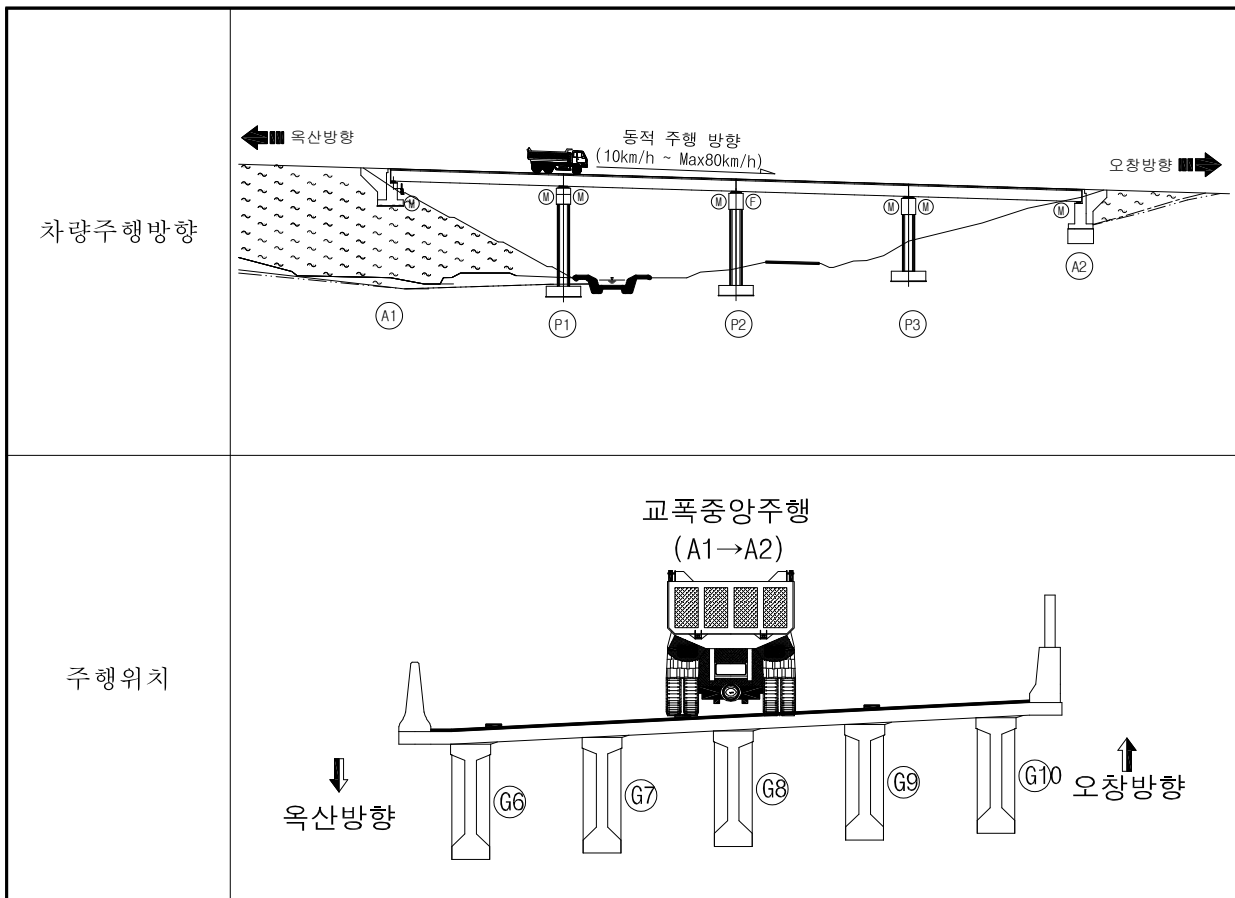


구 분	계측기명	설치수량	비 고
●	콘크리트 변형률계	4	교축방향
↑	처짐계	3	연직방향
@	가속도계	1	연직방향
계측센서 총 수량		8	

사. 정적 재하시험 LOAD CASE



아. 동적 재하시험 LOAD CASE



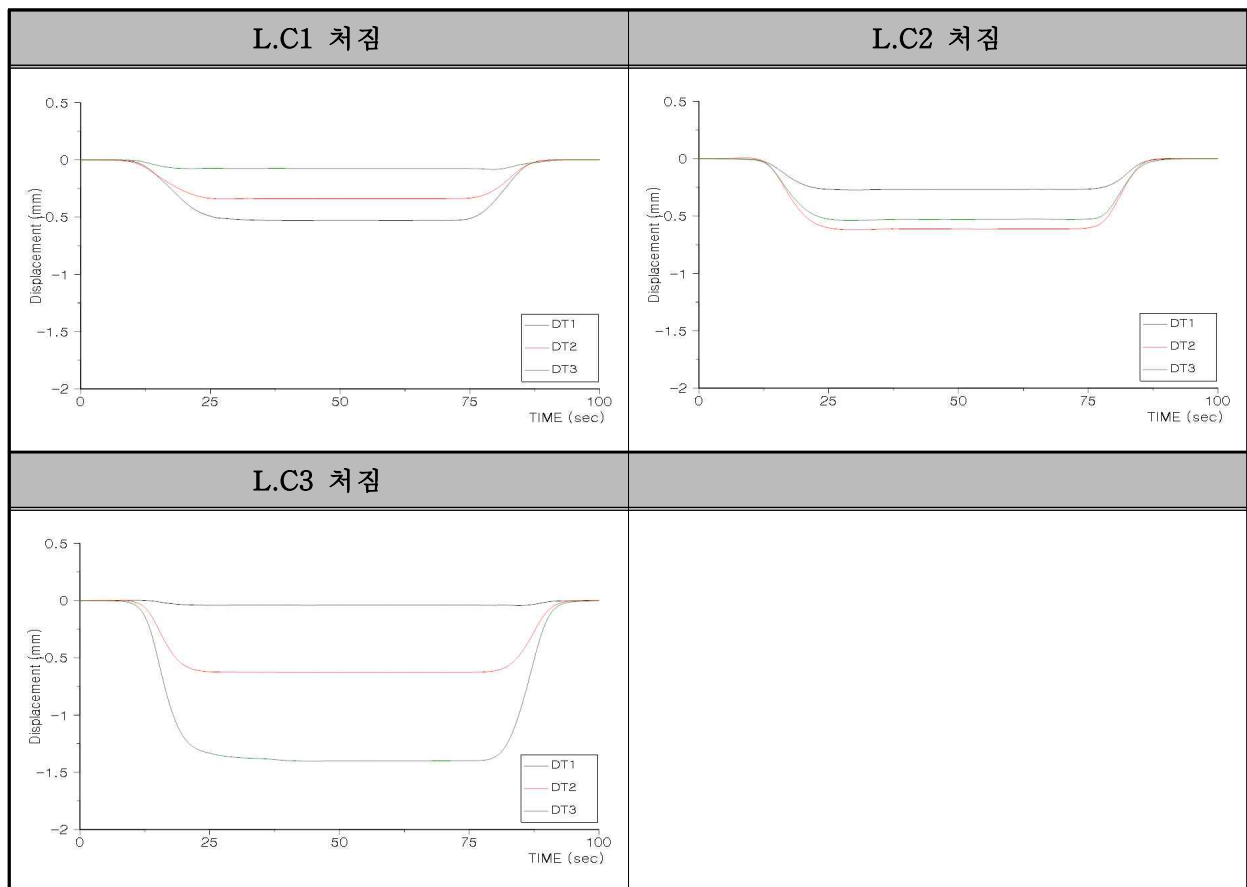
재하경우	주행방향	주행위치	비 고
10km/hr	시점→종점	교폭중앙	재하차량 1대
20km/hr	시점→종점	교폭중앙	재하차량 1대
30km/hr	시점→종점	교폭중앙	재하차량 1대
40km/hr	시점→종점	교폭중앙	재하차량 1대
50km/hr	시점→종점	교폭중앙	재하차량 1대
60km/hr	시점→종점	교폭중앙	재하차량 1대
80km/hr	시점→종점	교폭중앙	재하차량 1대

3.1.2 정적 재하시험 결과

정적재하시험에 의한 응답비는 재하시험에서 측정된 변위량과 구조해석에서 계산된 변위량을 비교하여 산정하였고, 작용하중은 재하시험에 이용한 차량하중을 적용하였으며, 재하시험과 관련된 계측 Data는 부록에 수록하였다.

가. 재하시험에서 측정된 계측DATA

구 분	L.C1	L.C2	L.C3	비 고
ST1	13.24	7.70	0.17	단위 : $\mu\epsilon$ (-)압축 (+)인장
ST2	5.72	14.24	14.21	
ST3	0.66	12.23	29.44	
ST4	-1.31	-3.43	-3.75	
DT1	-0.529	-0.269	-0.040	단위 : mm (-)하향변위 (+)상향변위
DT2	-0.339	-0.614	-0.629	
DT3	-0.075	-0.531	-1.401	

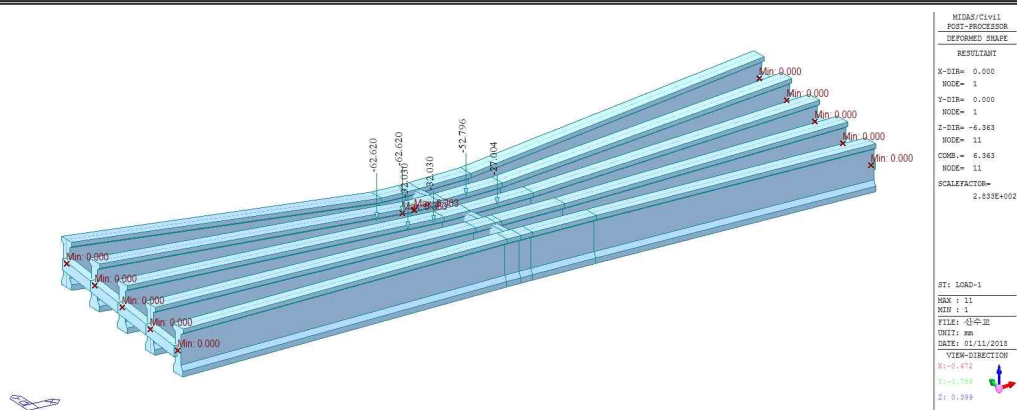


* 미 기재 그래프는 부록편 참조.

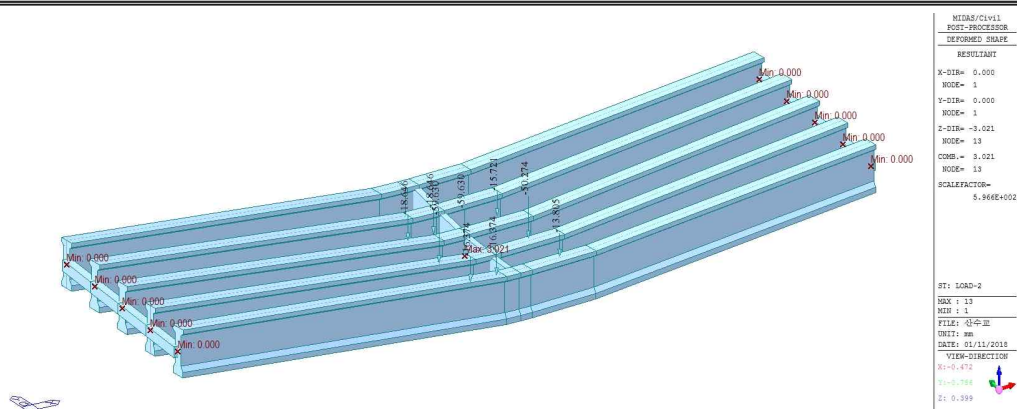
나. 구조해석에 의한 변위량

구 분	L.C1	L.C2	L.C3	비 고
G6(DT1)	-6.363	-2.656	0.498	단위 : mm (-)하향변위 (+)상향변위
G8(DT2)	-2.673	-3.021	-2.672	
G10(DT3)	0.542	-2.555	-6.321	

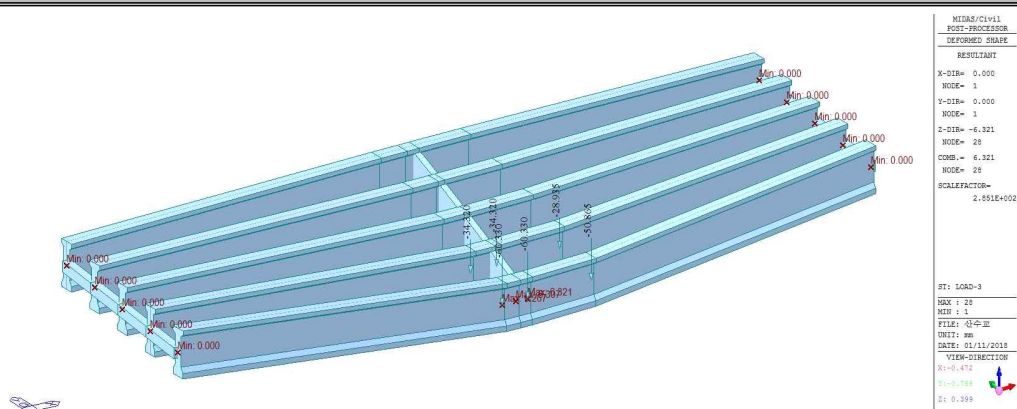
L.C1 하중재하 및 처짐



L.C2 하중재하 및 처짐

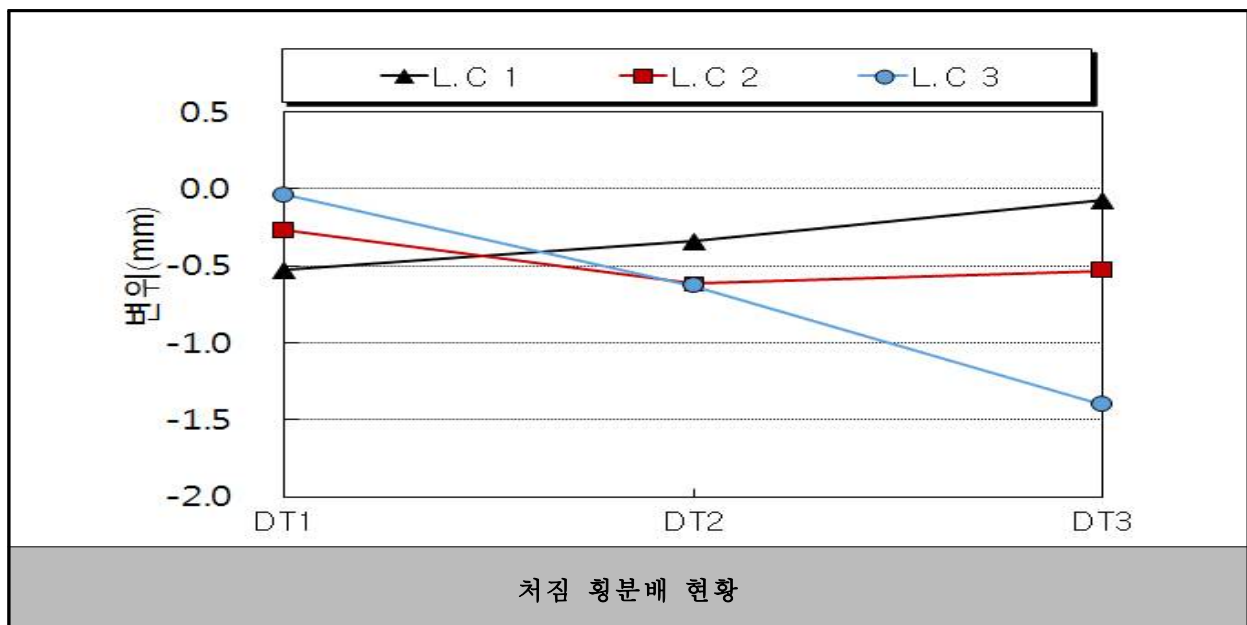
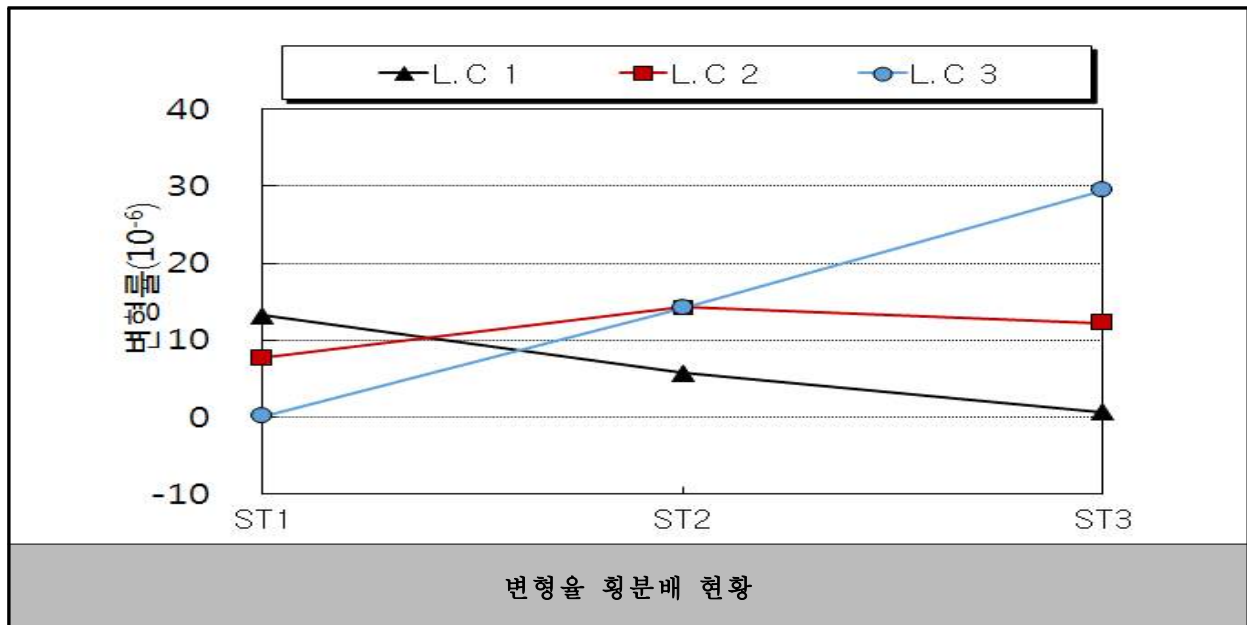


L.C3 하중재하 및 처짐



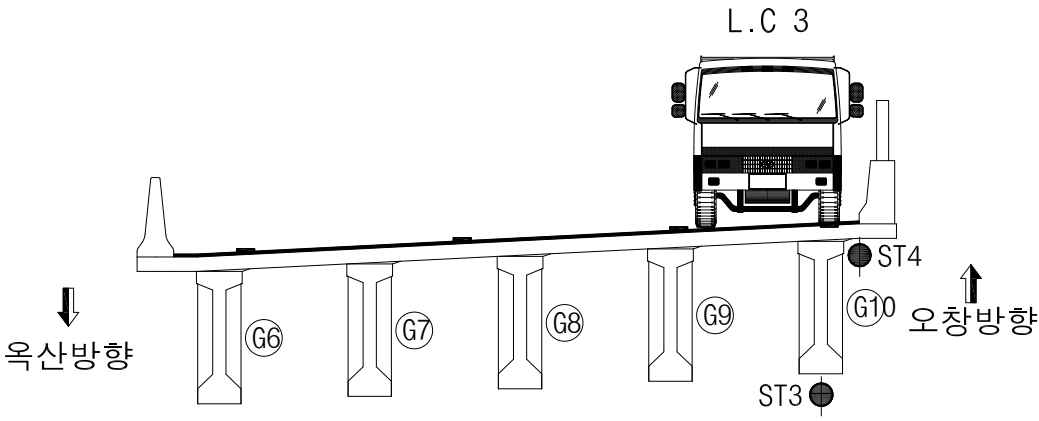
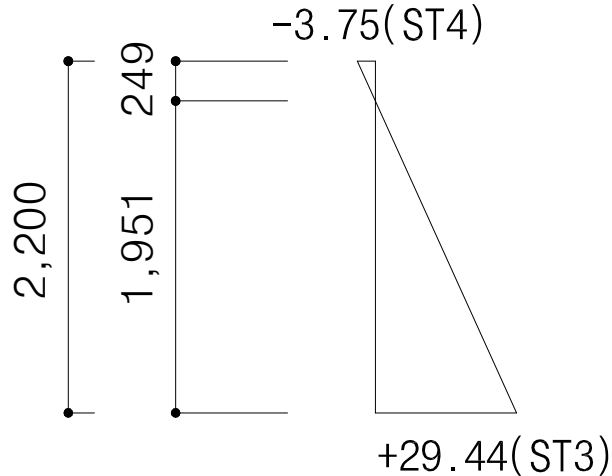
다. 하중 횡분배 검토 결과

거시적 관점의 교량응답을 확인할 수 있는 처짐 계측치 및 단면응력에 의한 변형률을 이용하여 하중 횡분배 상태를 검토한 결과, 중분대에서 인접교량과의 간섭이 있는 것으로 나타났다으나 각 재하위치에 따라 일정한 양상을 보이는 것으로 나타나 이상 거동은 없는 것으로 판단된다.



라. 중립축검토

정적재하시험을 통해 산출된 변형률 데이터를 토대로 거더의 실측 중립축을 계산하였다. 그 결과는 다음의 그림과 같으며 중립축의 위치는 거더 하면으로부터의 거리로 표기하였다.

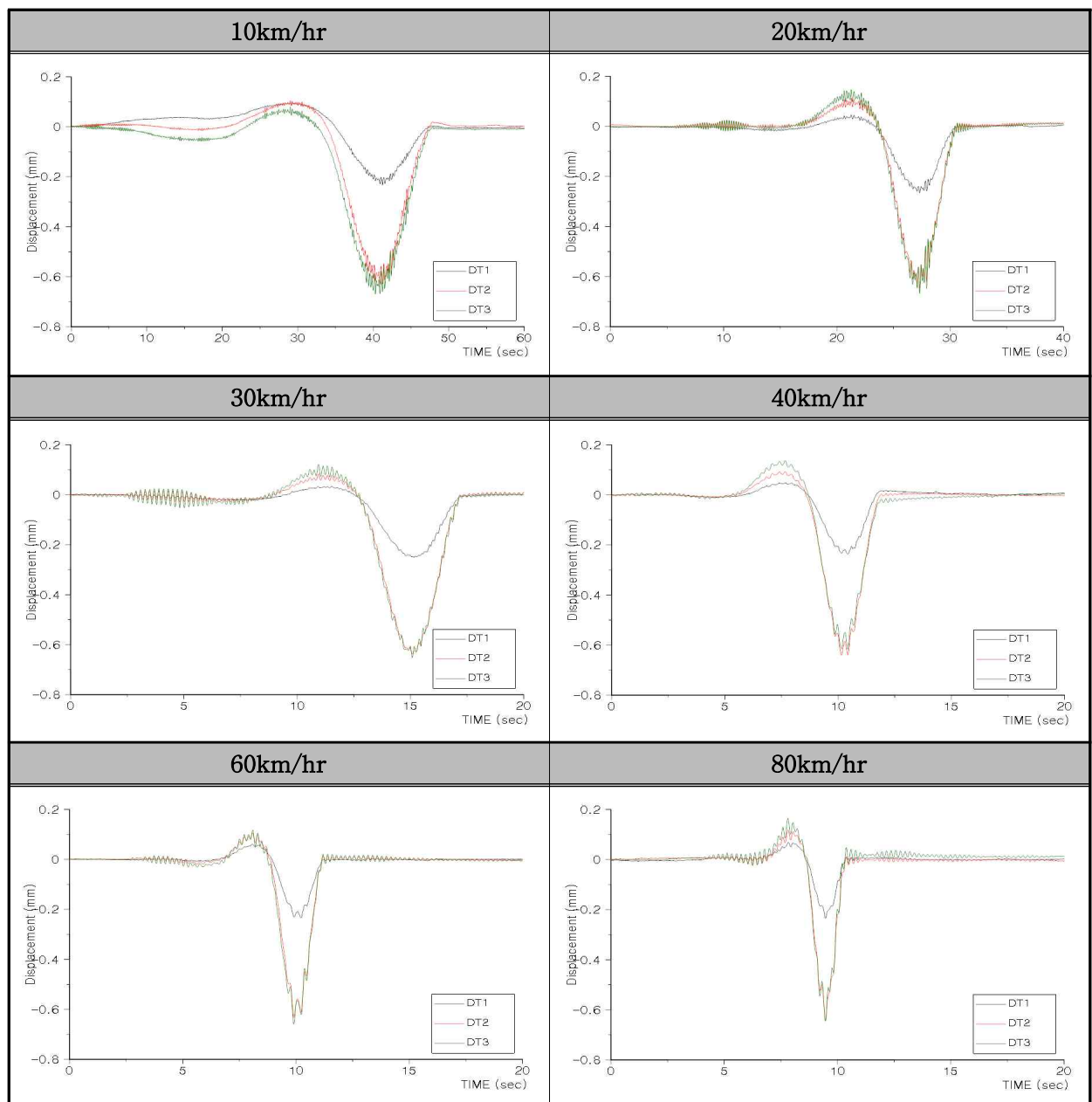
구 분	L.C 3					
재하위치						
중립축	L.C 3(4경간 - G10)					
						
	<table><tr><th>구분</th><th>이론중립축위치 (mm)</th><th>실측중립축위치 (mm)</th></tr><tr><td>4경간</td><td>1,398</td><td>1,951</td></tr></table>	구분	이론중립축위치 (mm)	실측중립축위치 (mm)	4경간	1,398
구분	이론중립축위치 (mm)	실측중립축위치 (mm)				
4경간	1,398	1,951				
검토 의견	* 실측중립축이 이론중립축 대비 대체로 건전한 거동을 보이는 것으로 검토됨.					

3.1.3 동적 재하시험 결과

가. 동적처짐

동적 그래프는 차량이 주행한 구간에 대하여 표시하였고, 각 주행속도에 따른 동적 최대값은 다음과 같다.

구 분		주행속도 (km/h)							비 고
		10	20	30	40	50	60	80	
4경 간	G6(DT1)	-0.233	-0.265	-0.250	-0.237	-0.245	-0.233	-0.235	단위 : mm
	G8(DT2)	-0.629	-0.649	-0.638	-0.641	-0.638	-0.632	-0.643	
	G10(DT3)	-0.669	-0.667	-0.652	-0.617	-0.637	-0.658	-0.645	



* 미 기재 그래프는 부록편 참조.

나. 충격계수 산정 결과

1) 충격계수 산정

동적측정결과를 Low Pass Filter를 하여 동적효과를 제거한 정적 응답결과에 대한 동적측정 결과와 비로써 각 속도별 충격계수를 구하는 방법을 사용하였다.

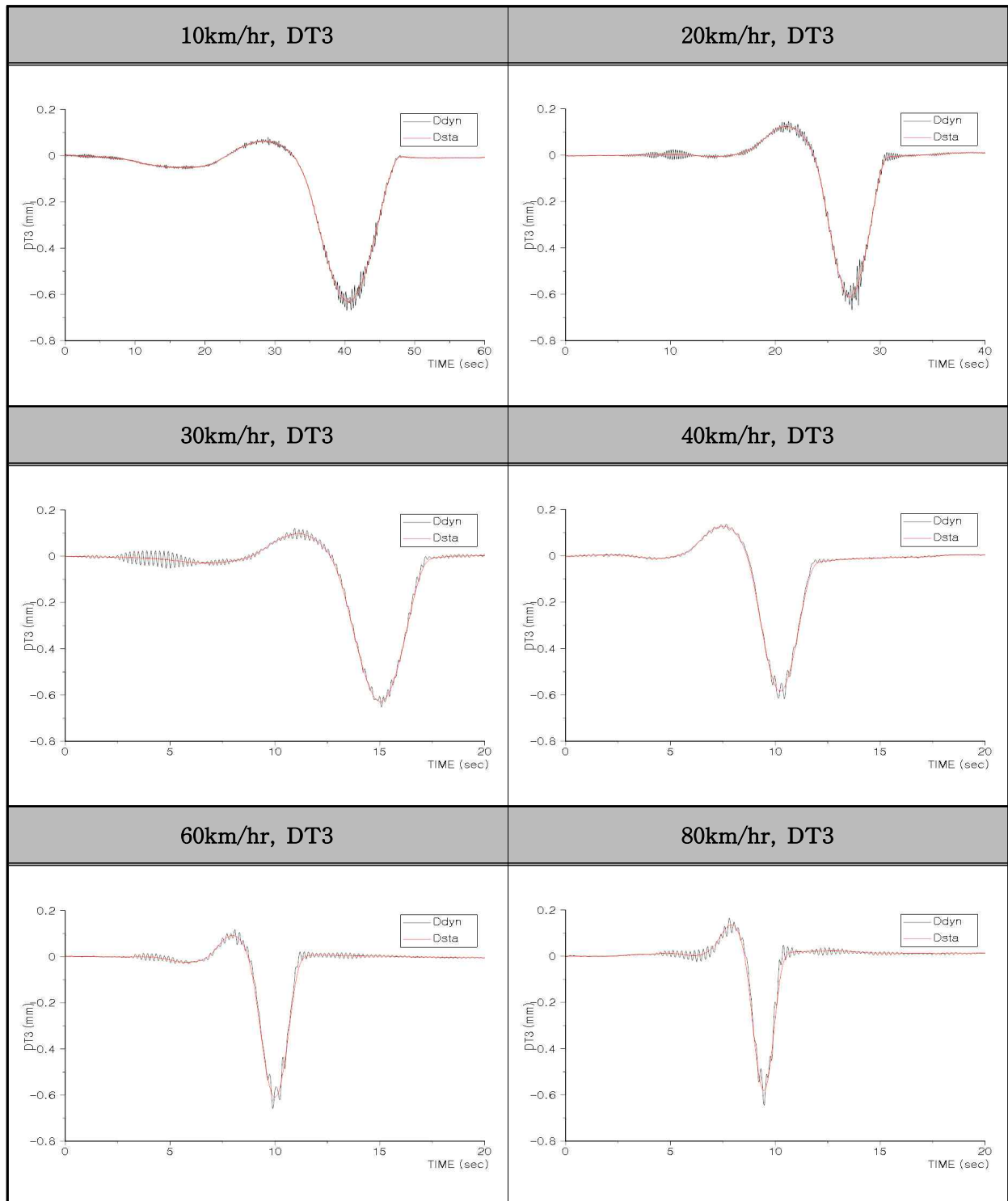
$$\cdot \text{실측충격계수 } i = (D - 1)$$

$$\text{여기서, } D = (\delta_{\text{dynamic}})_{\text{max}} / (\delta_{\text{static}})_{\text{max}}$$

구 분			주행속도 (km/h)							대표 충격계수
			10	20	30	40	50	60	80	
4경 간	DT1	$\delta_{\text{dyn(max)}}$	-0.233	-0.265	-0.250	-0.237	-0.245	-0.233	-0.235	0.108
		$\delta_{\text{sta(max)}}$	-0.217	-0.252	-0.248	-0.228	-0.229	-0.221	-0.212	
		충격 계수(i)	0.074	0.052	0.008	0.039	0.070	0.054	0.108	
	DT2	$\delta_{\text{dyn(max)}}$	-0.629	-0.649	-0.638	-0.641	-0.638	-0.632	-0.643	0.081
		$\delta_{\text{sta(max)}}$	-0.595	-0.603	-0.630	-0.612	-0.605	-0.595	-0.595	
		충격 계수	0.057	0.076	0.013	0.047	0.055	0.062	0.081	
	DT3	$\delta_{\text{dyn(max)}}$	-0.669	-0.667	-0.652	-0.617	-0.637	-0.658	-0.645	0.110
		$\delta_{\text{sta(max)}}$	-0.631	-0.611	-0.629	-0.583	-0.604	-0.609	-0.581	
		충격 계수	0.060	0.092	0.037	0.058	0.055	0.080	0.110	
계측결과			• 계산충격계수 : $i = 15/(40+L) = 0.200$ (4경 간, $L=35.098$) • 실측충격계수 : 4경 간-0.110(80km, DT3)							

2) 산정 결과

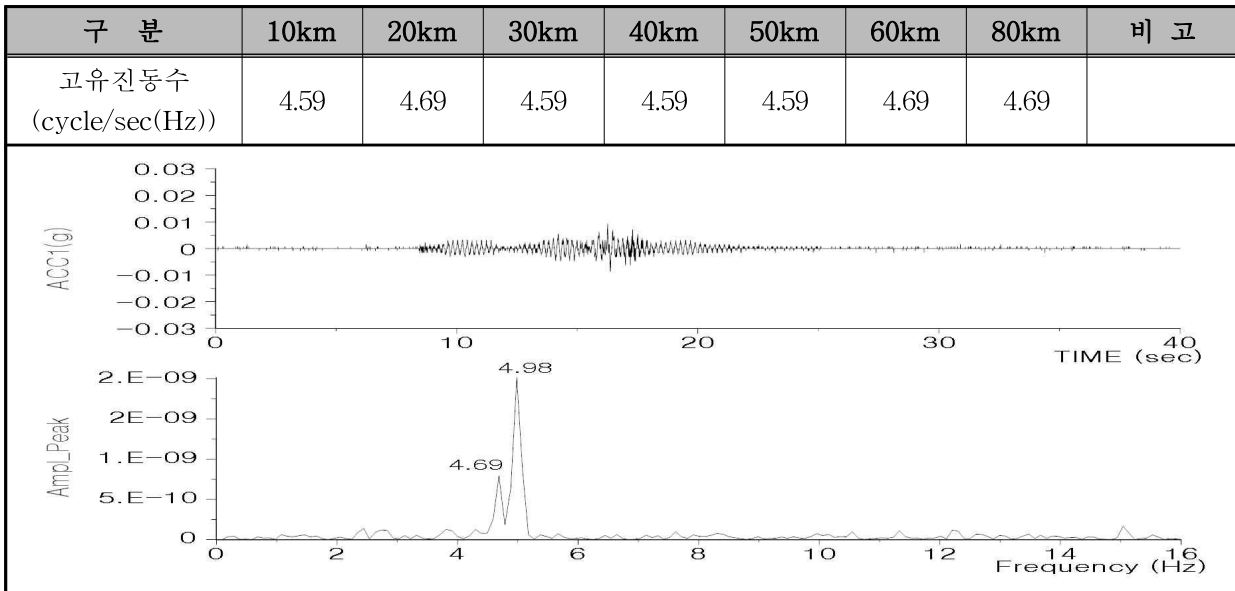
동적 재하시험시 시험차량의 주행위치가 G6~G10의 상부를 주행하였으므로, 실측 충격계수 산정을 위한 유효범위의 계측값은 DT1, DT2, DT3(4경간)을 이용하였다. 분석결과, 본 대상 교량의 실측 충격계수는 0.110(4경간)으로 가장 큰 값을 나타내었으며, 도로교설계기준 0.200(4경간)보다 작은 값으로 조사되어 차량 통행 시 충격에 의한 안전성에는 이상이 없는 것으로 판단된다.



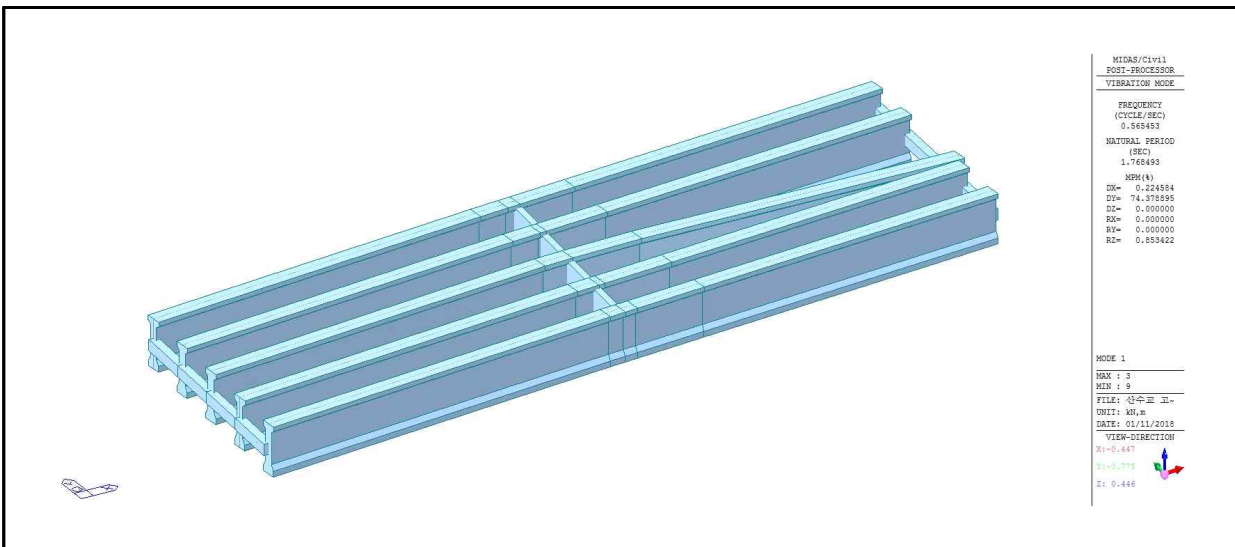
* 미 기재 그래프는 부록편 참조.

다. 고유진동수 산정 결과

1) 재하시험에 의한 고유진동수 산정



2) 구조해석에 의한 고유진동수 계산



3) 고유진동수 산정결과

동적 재하시험시 재하경간의 중앙부에 가속도계를 설치하여 고유진동수를 산정한 결과 실측 고유진동수는 4.59~4.69Hz로 구조해석에 의한 이론 고유진동수 0.565Hz보다 큰 것으로 나타나 교량의 강성은 양호한 것으로 판단된다.

라. 응력보정계수 산정

응답비 산정은 교량의 전체적인 거동특성을 반영하고 데이터의 신뢰성이 높은 처짐에 대하여 응답비를 산출하였으며 측정지점과의 거리가 멀어 편차가 심한 계산치에 대해서는 응답비 산정에서 제외하였다.

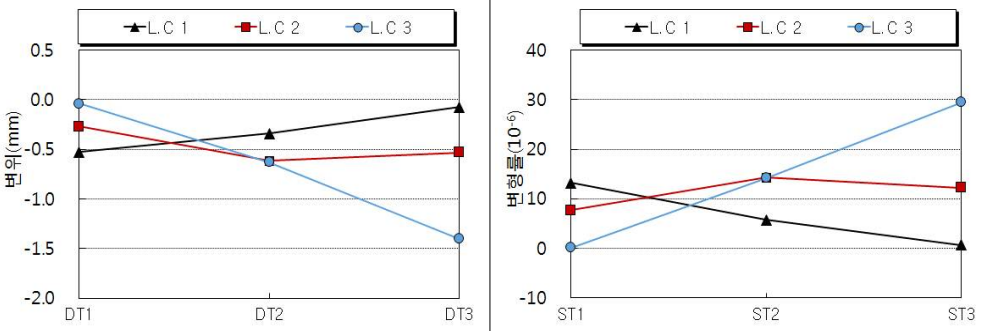
1) 응답비 산정

구 분		처 짐(mm)			비 고
		L.C1	L.C2	L.C3	
G6	계산처짐	-6.363	-2.656	-	DT1
	실측처짐	-0.529	-0.269	-	
	응답비	12.028	9.874	-	
G8	계산처짐	-2.673	-3.021	-2.672	DT2
	실측처짐	-0.339	-0.614	-0.629	
	응답비	7.885	4.920	4.248	
G10	계산처짐	-	-2.555	-6.321	DT3
	실측처짐	-	-0.531	-1.401	
	응답비	-	4.812	4.512	

2) 응답보정계수 산정

구 분		응답비	i(충격 계수)		$\frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$	위치별 Ks
			계산	실측max		
응답 보정 계수	DT1(G6)	9.874	0.200	0.110	1.081	10.674
	DT2(G8)	4.248				4.592
	DT3(G10)	4.512				4.877

3.1.4 정·동적 재하시험 고찰

분석항목		분석결과
시험트럭		- 재하하중 : 설계하중의 약 62% - 총 중 량 : 269.10kN
정적 재하 시험	최대 응답	- 처 짐 : -1.401 mm - 변형률 : 29.44 $\mu\epsilon$
	횡방향 거동특성	
		처 짐 변형률
		변형률 및 처짐에 의한 횡방향 거동특성 분석결과, 중분대에서 인접교량과의 간섭이 있는 것으로 나타났으나 각 재하위치에 따라 일정한 양상을 보이는 것으로 나타나 이상 거동은 없는 것으로 판단됨.
동적 재하 시험	충격 계수	충격계수 분석결과 실측충격계수의 최대값은 0.110(DT3)으로 이론 충격계수 0.200보다 작게 나타나 이동하중에 대한 충격의 영향은 양호한 것으로 분석됨.
	고유 진동수	실측고유진동수(4.59~4.69Hz)가 이론 고유진동수(0.565Hz)보다 크게 나타나고 있어 교량의 강성은 양호한 것으로 판단됨.

3.2 안전성평가 및 내하력평가

3.2.1 구조해석 방법 및 개요

산수교는 연장 140.00m, 총폭 오창방향 12.625m 설계활하중 DB, DL-24의 1등교로서 평면 선형은 사각이 90°이며 평면선형 직선교이다. 상부구조는 PSC BEAM으로 이루어져 있으며, 하부구조는 풍화암 위에 직접기초인 역T형의 교대와 T형 교각으로 구성되어 있다.

대상교량은 활하중합성 교량으로서 상부구조의 안전성은 구조형식별로 도로교설계기준 및 콘크리트구조설계기준 등의 적용기준에 의거, 구조계가 변화하는 각 시공단계별 하중이력에 대한 응력검토를 수행하였다.

안전성평가를 위한 구조해석은 3차원 해석과 활하중 이동재하가 가능한 범용구조해석 프로그램 Midas Civil을 이용하였다.

3.2.2 검토 조건

가. 기본 사항

- 1) 형 식 : PSC BEAM교
- 2) 연 장 : $35.093+34.986+34.986+35.198 = 140.263\text{m}$
- 3) 교 폭 : $B = 12.625\text{m}$
- 4) 거더높이 : $H = 2.500\text{m}$
- 5) 거더간격 : 2.550m
- 6) 사 각 : 90°
- 7) 교량등급 : 1등급 (DB-24, DL-24)
- 8) 단위중량
 - 철근 콘크리트 : $W_{c1} = 2500.0\text{kg/m}^3$
 - 무근 콘크리트 : $W_{c2} = 2350.0\text{kg/m}^3$
- 9) 사용 프로그램 : SAP2000
- 10) 구조 검토방식 : 강도설계법(바닥판), 허용응력설계법(거더)
- 11) 참고문헌
 - ① 도로교 설계기준(2010)
 - ② 콘크리트 구조설계기준(2007), 콘크리트 구조기준(2012)
 - ③ 안전점검 및 정밀안전진단 세부지침(교량편-2013)

나. 사용재료 및 허용응력

1) 콘크리트

① 압축강도(f_{ck}) 및 탄성계수

【표 2.9.27】 콘크리트의 설계기준강도 및 탄성계수(단위 : MPa)

구 분	설계기준강도	탄성계수 추정식	적용 탄성계수
거 더	40	$0.85 \times \sqrt{(f_{ck} + 8)^{1/3}}$	30,891
바닥판	27	$0.85 \times \sqrt{(f_{ck} + 8)^{1/3}}$	27,804

② 허용응력

【표 2.9.28】 프리스트레스트 콘크리트의 허용응력($f_{ck} = 40$ MPa일 경우)

응력의 발생시기	응력구분	설계기준	허용응력
프리스트레스 도입 시	압축강도	$f_{ci}' = 0.8f_{ck}$	32.000
허용응력	프리스트레스 도입 직후의 응력	$0.60f_{ci}'$	19.200
	부착된 철근이 없는 인장응력	$0.25 \sqrt{f_{ci}'}$	1.414
모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력	압축응력	$0.45f_{ck}$	18.000
	인장응력	$0.50 \sqrt{f_{ck}}$	3.162
	균열응력	$0.63 \sqrt{f_{ck}}$	3.984

③ 바닥판

$$\text{허용휨압축응력} : 0.4 \times f_{ck} = 0.4 \times 27 = 10.800 \text{ MPa}$$

2) P.S STRAND(SWPC 7B Ø15.2mm)

긴장력 및 강선에 대한 계수값 들은 도면에 표기된 값을 사용하였다.

$$\text{① 인장강도} : f_{pu} = 1,900 \text{ MPa}$$

$$\text{② 항복강도} : f_{py} = 1,600 \text{ MPa}$$

$$\text{③ JACK에 의한 최대 긴장응력} : 0.9 \times f_{py} = 1,440 \text{ MPa}$$

$$\text{④ PRESTRESS 도입직후} : 0.83 \times f_{py} = 1,328 \text{ MPa}$$

$$\text{⑤ 설계하중 작용시(손실후 사용하중)} : 0.80 \times f_{py} = 1,280 \text{ MPa}$$

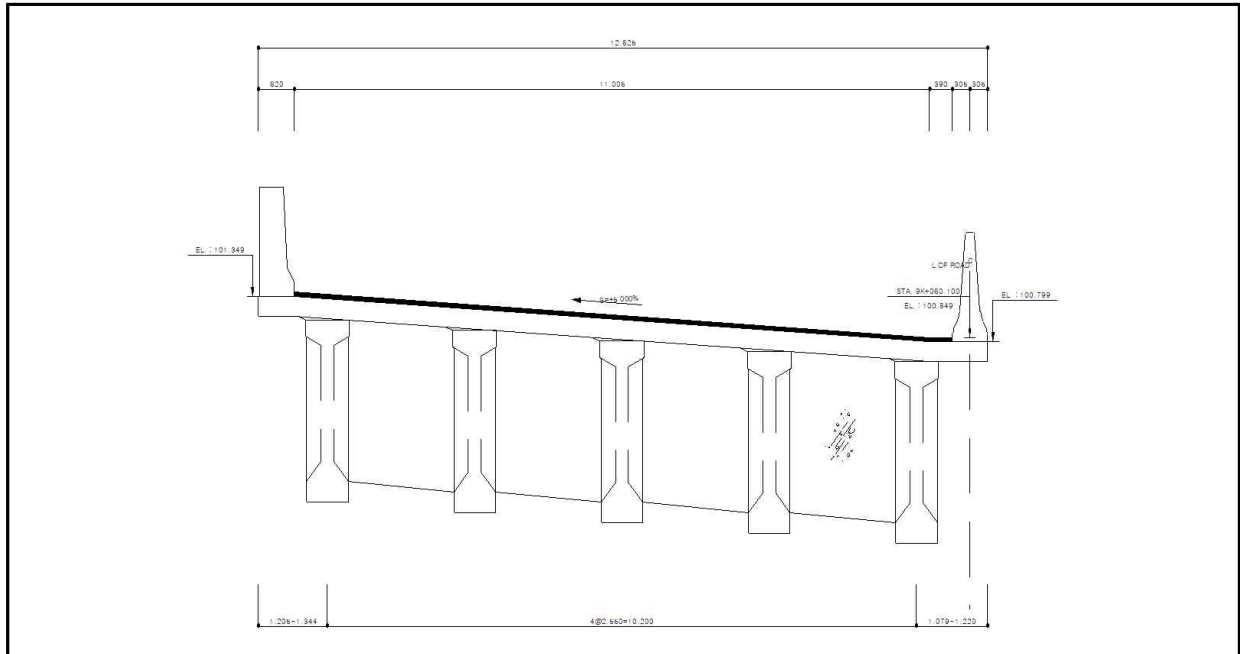
3) 철근

구 분	항복강도(f_y)	탄성 계수(E_s)	비고
바닥판	400MPa	200000	SD-40
가로보	300MPa	200000	SD-30

구조해석

다. 바닥판 검토

1) 단면제원



2) 좌측 켄틸레버부

① 검토조건

단위중량(콘크리트)	단위중량(무근콘크리트)	설계속도	후륜하중(Pr)	곡선 반경(R)	비 고
25.000kN/m³	23.500kN/m³	100.0km/hr	96.000kN	1025	

② 하중산정

㉠ 고정하중

NO.	작용하중 (kN)	중량	거리	모멘트 (kN·m)	
1	0.15 × 1.02 × 25	3.825	0.544	2.081	
2	1/2 × 0.105 × 1.02 × 25	1.339	0.654	0.876	
3	1/2 × 0.105 × 1.02 × 25	1.339	0.434	0.581	
4	0.36 × 0.175 × 25	1.575	0.544	0.857	
5	1/2 × 0.125 × 0.175 × 25	0.273	0.766	0.209	
6	1/2 × 0.125 × 0.175 × 25	0.273	0.322	0.088	
7	0.61 × 0.125 × 25	1.906	0.544	1.037	
8	0.849 × 0.24 × 25	5.094	0.425	2.162	
9	0.239 × 0.05 × 23.5	0.281	0.120	0.034	
합계		15.905		7.925	

㉠ 차량충돌하중

구 분	h	H	$M_{co} = H \times h$	곡선반경	적용 M_{co}
Case1	1.170m	23.333kN/m	27.300kN·m/m	$R = \infty > 200m$	27.300kN·m/m
Case2	1.440m	10.000kN/m	14.400kN·m/m		

※ Case1 : 수평충돌력 H가 노면상 1m 높이에 교축을 따라 1m 마다 작용시, 여기서 $H = (V/60)^2 \times 7500 + 2500$

Case2 : 방호벽 상단에 횡방향으로 $H = 10kN/m$ 의 수평하중 재하시

㉡ 풍하중

작용높이	$P_w = \text{방호벽 높이} \times 3.0$	$M_w = P_w \times \text{작용높이}$
1.27m	3.810N/m	2.610kN·m/m

㉢ 하중조합(도.설 2.2.3.2)

하중경우	고정하중	차량충돌하중	풍 하 중	합 계(kN·m/m)
Case 1	1.30			10.302
Case 2	1.30	1.3		45.792
Case 3	1.30		0.65	11.998
Case 4	1.20	1.2	1.2	45.401
Case 5	1.30		1.3	13.695

③ 단면력 검토

㉠ 검토조건

콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 27.0MPa$	철근의 항복강도	$f_y = 400.0MPa$
설계 모멘트	$M_u = 45.792kN \cdot m$	휨강도 감소계수	$\Phi_f = 0.85$
부재 높이	$h = 250.0mm$	부재 폭	$b = 1000.0mm$
인장 피복	$d' = 60.0mm$	유효 높이	$d = 180.0mm$

㉡ 검토결과

구 분	폭(mm)	높이(mm)	피복(mm)	사용철근량(mm ²)	$M_u(kN \cdot m)$	$\Phi M_n(kN \cdot m)$	결과
휨검토	1000.0	240.0	60.0	H16@200 = 993.0	45.793	57.850	O.K S.F=1.263
사용성검토	허용최대중심간격			최대중심간격			결과
	1188.84mm			200mm			O.K
바닥판최소두께	최소h			적용h			결과
	220.0mm			240.0mm			O.K

3) 중앙부

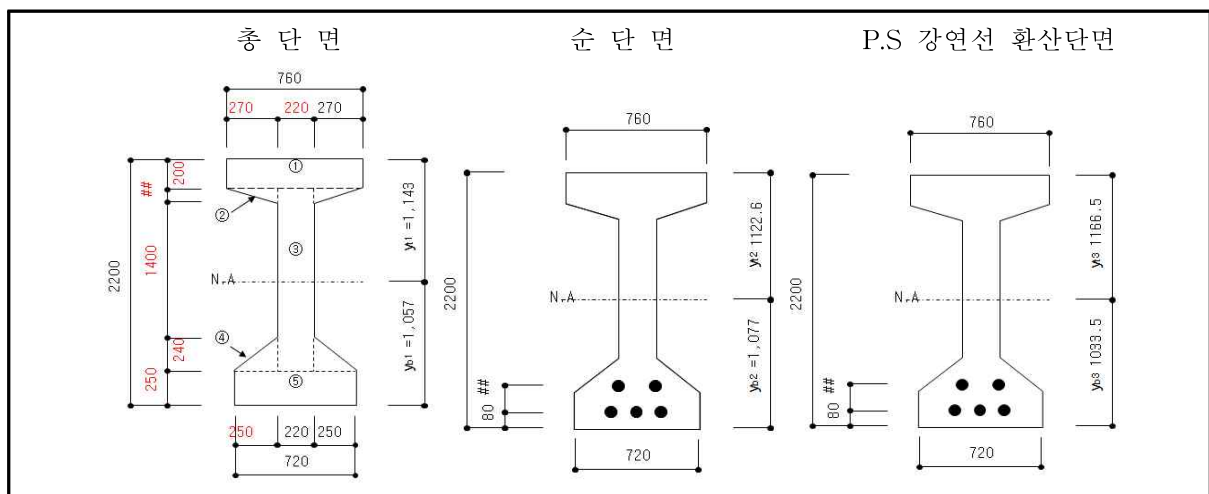
① 검토조건

- 지간방향 : 하부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.4% 이상
상부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상
- 지간방향에 직각방향 : 하부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상
상부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

구 분			산 정 식			검 토
주철근	하면철근	필요철근량	240,000mm × 0.4% = 960.0mm ²		o.k	
		1 Cycle	H16@400 = 496.5mm ²			
		2 Cycle	H16@400 = 496.5mm ²			
	상면철근	필요철근량	240,000mm × 0.3% = 720.0mm ²		o.k	
		1 Cycle	H16@400 = 496.5mm ²			
		2 Cycle	H16@400 = 496.5mm ²			
배력 철근	하면철근	필요철근량	240,000mm × 0.3% = 720.0mm ²		o.k	
		사용철근량	H16@250 = 794.4mm ²			
	상면철근	필요철근량	240,000mm × 0.3% = 720.0mm ²		o.k	
		사용철근량	H16@250 = 794.4mm ²			
㉠ • 여기서 바닥판 슬래브 단면적 = 1,000mm × 240mm = 240,000mm ²						

라. 거더 검토

1) 해석단면



【그림 2.1.13】 해석단면

2) 단면특성 산출

① 유효폭 산정

㉠ 외측거더

$$b_e = \min. of \begin{cases} 6t + b_w = 6 \times 240 + 1,330 = 2,770.17\text{mm} \\ \text{거더 경간의 } 1/12 + b_w = 34,000/12 + 1,330 = 4,163.50\text{mm} \\ \text{인접거더와의 순경간의 } 1/2 + b_w = 2,330/2 + 1,330 = 2495.16\text{mm} \end{cases}$$

$\therefore b_e = 2,245.81\text{mm}$ (외측거더 기준)

㉡ 내측거더

$$b_e = \min. of \begin{cases} 12t + b_w = 12 \times 240 + 220 = 3,100\text{mm} \\ \text{양쪽 슬래브의 중심간 거리} = 2,550\text{mm} \\ \text{거더 경간의 } 1/4 = 34,100/4 = 8,500\text{mm} \end{cases}$$

$\therefore b_e = 2,295.17\text{mm}$ (내측거더 기준)

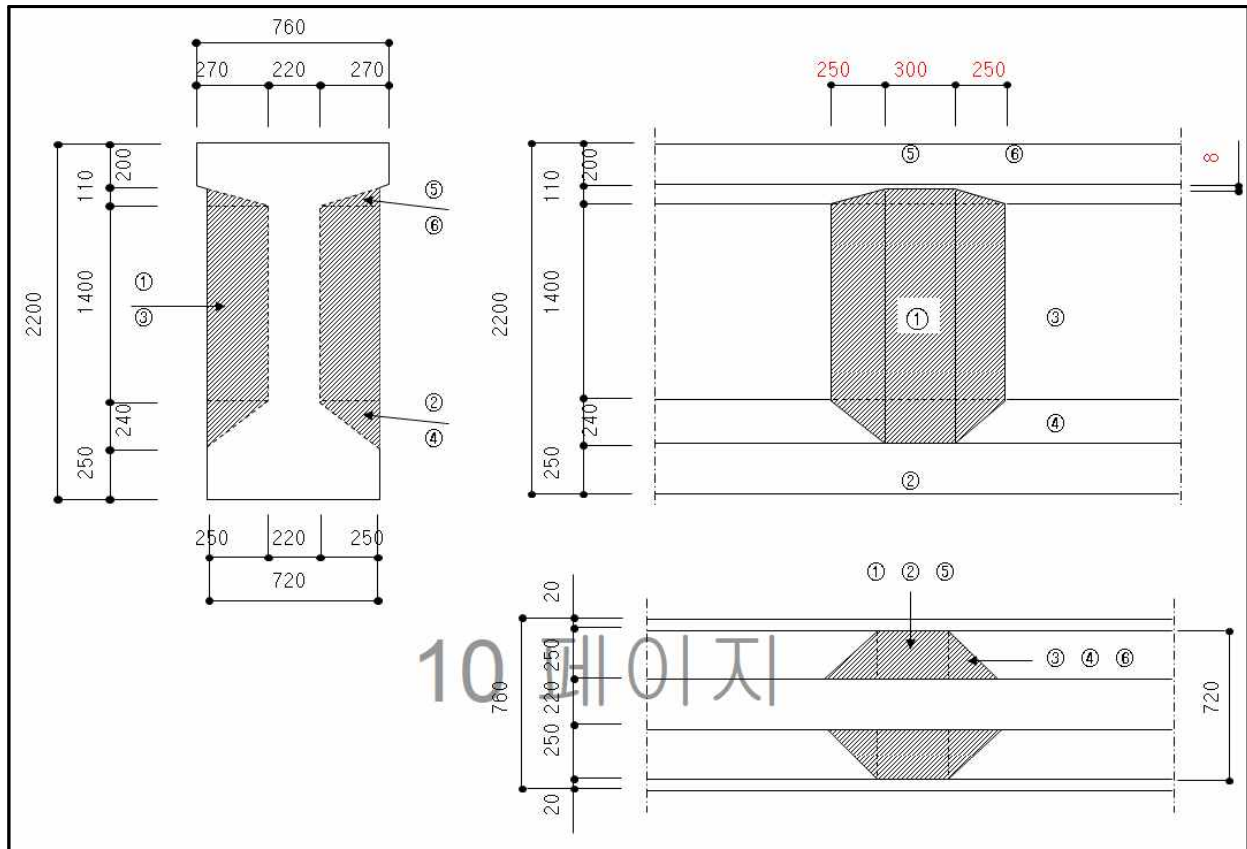
② 단면특성 집계표

구 분	순단면	P.C 강선 환산단면	슬래브 환산단면		비 고
			외측 거더	내측 거더	
A	789,594.03	827,939.18	1,366,934.01	1,378,780.78	
I _o					
y _t	1122.55	1166.52	659.24	652.54	
y _b	-1077.45	-1033.48	-1540.76	-1547.46	
I _c	464,353,043,161	497,318,427,094	1,040,251,435,395	1,047,439,953,663	

3) 하중산정

① 고정하중

㉠ 가로보 부근 PSC 거더 콘크리트 BLOCK 중량



$$\textcircled{1} \quad 0.300 \times 1.400 \times 0.250 \times 2 \text{ ea} = 0.210$$

$$\textcircled{2} \quad 0.250 \times 0.240 / 2 \times 0.300 \times 2 \text{ ea} = 0.018$$

$$\textcircled{3} \quad 0.250 / 0.250 / 2 \times 1.400 \times 4 \text{ ea} = 0.175$$

$$\textcircled{4} \quad 0.250 / 0.250 / 2 \times 0.240 / 3 \times 4 \text{ ea} = 0.010$$

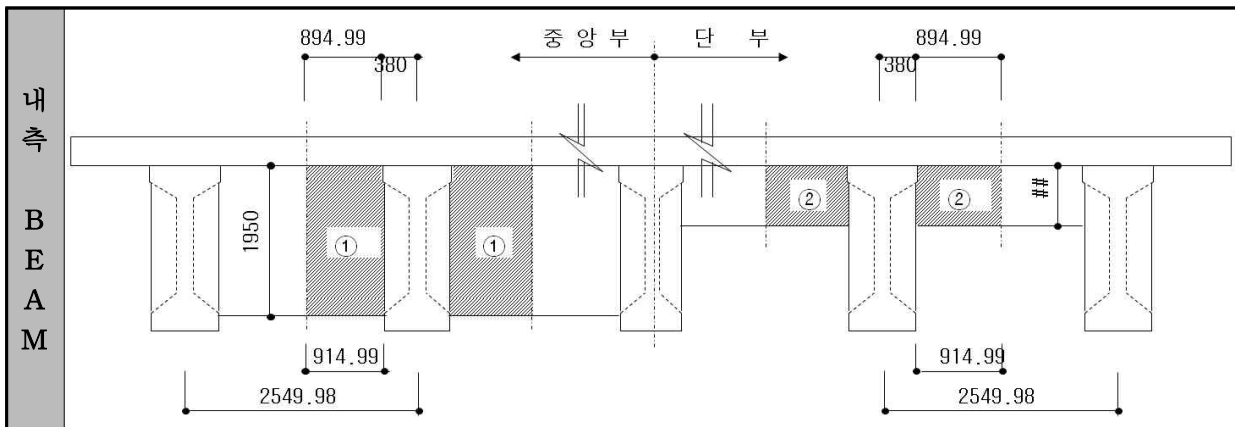
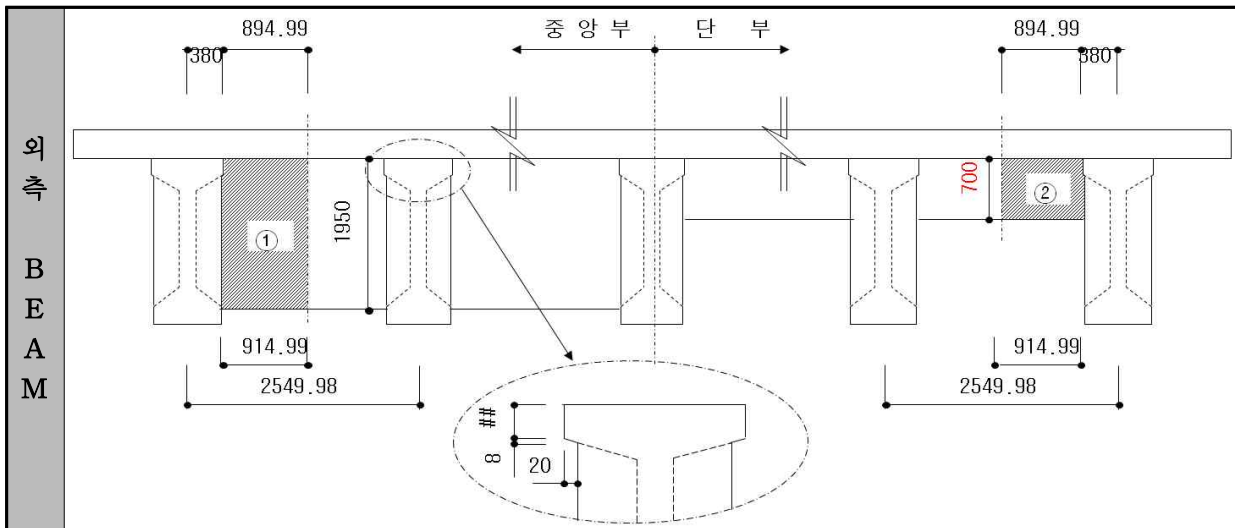
$$\textcircled{5} \quad 0.250 \times 0.300 \times 0.102 / 2 \times 2 \text{ ea} = 0.008$$

$$\textcircled{6} \quad 0.250 / 0.250 / 2 \times 0.102 / 3 \times 4 \text{ ea} = 0.004$$

$$\Sigma = 0.425\text{m}^3$$

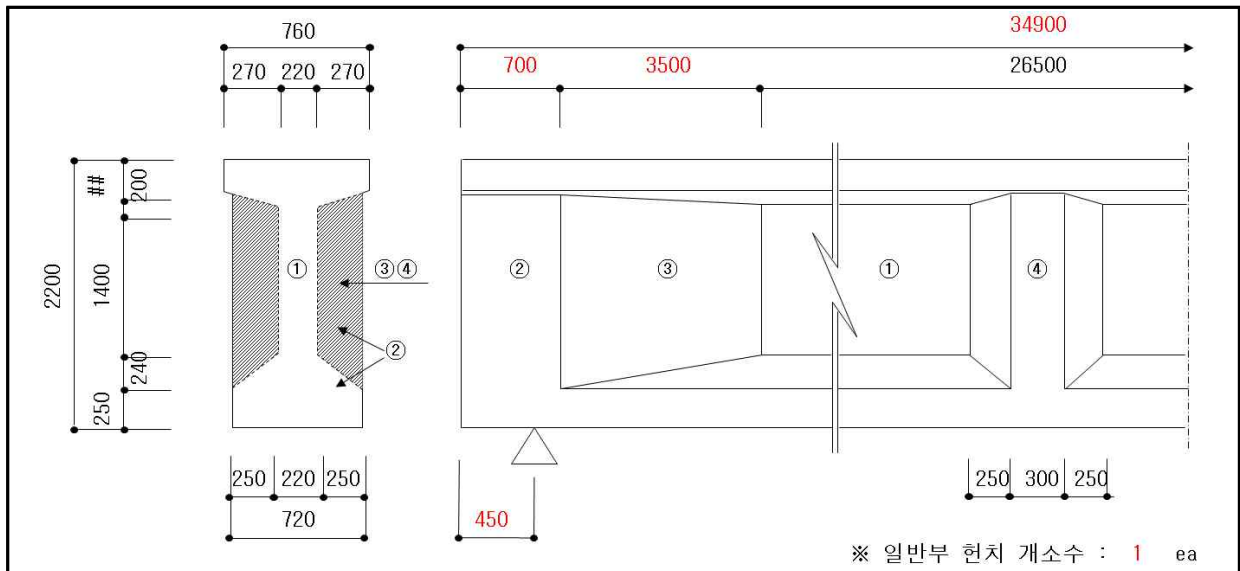
$$\text{가로보 본체 연결 헌치부} : 0.425 \times 25.00 = 10.623\text{kN}$$

㉠ 가로보 중량



외측 가로보		내측 가로보		비 고
중 앙 부	단 부	중 앙 부	단 부	
13.351kN	6.364kN	26.702kN	12.728kN	

㉔ 거더 중량



표준구간	단부구간	거더 총중량
18.555kN/m	37.014kN/m	792.043kN

㉕ 바닥판 중량

바닥판은 콘크리트가 경화되기 전에는 강성이 없으므로 바닥판 고정하중에 대한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다.

구 분	외측거더	내측거더
슬래브 자중	19.627kN/m	16.830kN/m

② 합성후 고정하중

합성후 고정하중(방호벽, 중분대, 포장하중)은 Plate 모델링한 바닥판에 직접 재하하였다.

구 분	외측거더	내측거더
포장, 방호벽, 중분대	23.584kN/m	1.466kN/m

③ 활하중

설계활하중의 재하는 해석프로그램 내의 이동하중해석 옵션을 사용하였으며 도로교설계기준(2010년)을 참조하여 가장 불리한 하중조건이 되도록 설정하였다. 본 구조해석에 사용된 이동하중해석 옵션은 입력된 차로(Traffic Lanes)를 기준으로 영향선(Influence Line)

을 계산하고 이를 이용하여 차량하중의 이동에 따른 해석결과를 산출하는 기능으로서 차선과 거더중심과의 위치차이에 따른 활하중의 편심재하가 가능하고 한 개의 이동하중조건에 대해 최대와 최소의 두 가지 해석결과를 산출한다.

【표 2.9.29】 활하중 검토

구 분	활하중 검토	
• 교폭(B)	10.625m	
• 해석지간(L)	35.0m	
• 연석간 교폭(Wc)	$10.6250 - 0.610 - 0.590 = 9.425\text{m}$	
• 재하차로수(N)	$9.1 \leq Wc < 12.8\text{m} \quad \therefore 3\text{차로 재하}$	
• 설계차로폭(W)	$9.425 / 3 = 3.142\text{m} \quad \therefore 3.142\text{m}$ 마다 재하	
• 충격계수(i)	$15 / (40+34.0) = 0.203 < 0.3 \quad \therefore i = 0.203$ 적용	
• 활하중 모델	표준트럭하중(DB-24)	
	전륜	40.170 kN
	후륜	160.678kN
	총 중량	200.848 kN
• 재하방법	• 해석프로그램의 이동하중 해석기능 사용 • DB-24, DL-24 재하 • DB-24 또는 DL-24하중에 대하여 독립적으로 1~3개 차로에 경간별로 가장 불리한 부재력이 산출되도록 재하 • 최대 부재력이 3차로 이상의 활하중 동시 재하로 발생하는 경우에는 도로교설계기준(2010년)에 따라 백분율로 감소 - 3차로 동시 재하 시 : 90%	

4) 단면력 집계표

구 분		위 치	합성전 해석결과		합성후 해석결과		합 계
			BEAM자중	고정하중	고정하중	활하중	
외측 거더	전 단 력	0.000	396.022	346.690	400.930	331.836	1,475.478
		4.250	270.657	256.914	300.697	286.634	1,114.902
		8.500	182.208	173.501	200.465	241.432	797.606
	휨모멘트	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0
		4.250	1384.581	1269.134	1490.957	1218.193	5,362.865
		8.500	2346.919	2183.765	2555.927	2052.170	9,138.781
내측 거더	전 단 력	0.000	396.022	312.187	24.926	311.197	1,044.332
		4.250	270.657	227.932	18.695	271.756	789.04
		8.500	182.208	156.405	12.463	232.315	583.391
	휨모멘트	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0
		4.250	1384.581	1120.706	92.694	1154.961	3,752.942
		8.500	2346.919	1937.422	158.904	1974.675	6,417.92

5) 거더 휨 응력

① 외측 거더 응력 산정결과

구분		모멘트 (kN.m)	단면계수 Z(m³)	콘크리트단면휨응력(MPa)				P.S강선 응력 (MPa)
				슬래브 상연	P.S.C BEAM		강선도심	
					상연	하연		
고정 하중	BEAM 자중	3143.88	0.4137		7.600			
			0.4310			-7.295		
			0.4891				-6.428	
	합성전	2949.52	0.4263		6.918			
			0.4812			-6.129		
			0.5492				-5.370	-34.769
	합성후	3407.90	1.1947	2.853				
			1.6397		2.078			
			0.6790			-5.019		
			0.7399				-4.606	-29.822
활 하 중	2651.85	1.1947	2.220					
		1.6397		1.617				
		0.6790			-3.906			
		0.7399				-3.584	-23.206	
합 계		12,153.15	-	5.073	18.213	-22.349	-19.988	-87.797

주) 인장응력(+), 압축응력(-)로 표기함.

② 내측 거더 응력 산정결과

구분		모멘트 (kN.m)	단면계수 Z(m³)	콘크리트단면휨응력(MPa)				P.S강선 응력 (MPa)
				슬래브 상연	P.S.C BEAM			
					상연	상연	하연	강선도심
고정 하중	BEAM 자중	3143.88	0.4137		7.600			
			0.4310			-7.295		
			0.4891				-6.428	
	합성전	2658.89	0.4263		6.237			
			0.4812			-5.525		
			0.5492				-4.841	-31.343
	합성후	211.87	1.1735	0.181				
			1.6052		0.132			
			0.6769			-0.313		
			0.7379				-0.287	-1.859
활 하 중		2608.36	1.1735	2.223				
			1.6052		1.625			
			0.6769			-3.854		
			0.7379				-3.535	-22.885
합 계		8,623		2.404	15.594	-16.987	-15.091	-56.087

6) 프리스트레스

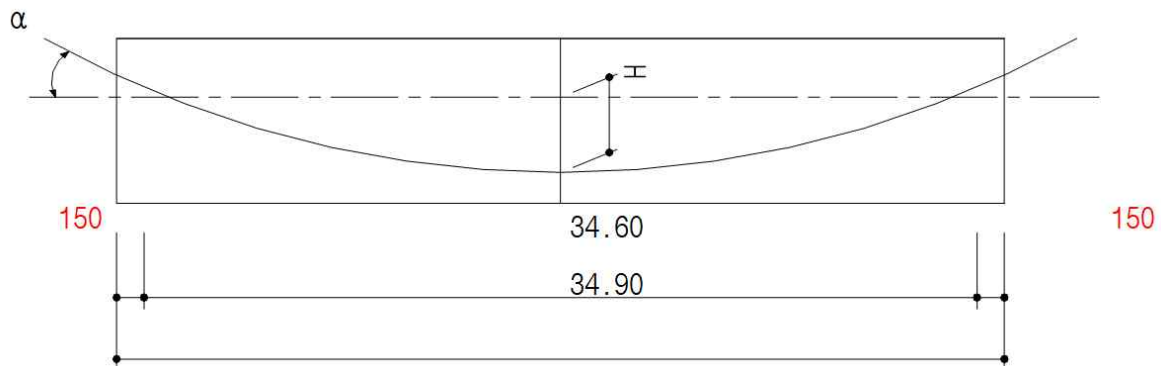
① 초기 프리스트레스

$$f_{pt} = 1260\text{MPa}(\text{허용치의 } 87.5\%)$$

② 프리스트레스 손실

㉠ PS강선과 쉬스 사이의 마찰에 의한 손실(Δf_{pf})

- PS강선의 길이 및 접선 변화각 산출



번 호	H _{end}	H _{middle}	H	I	a	α (rad)	L
1	1.900	0.200	1.700	34.600	0.0057	0.1941	34.821
2	1.500	0.200	1.300	34.600	0.0043	0.1492	34.730
3	1.100	0.080	1.020	34.600	0.0034	0.1174	34.680
4	0.700	0.080	0.620	34.600	0.0021	0.0716	34.630
5	0.300	0.080	0.220	34.600	0.0007	0.0254	34.604
계				173.000		0.5576	173.465
평 균				34.600		0.1115	34.693

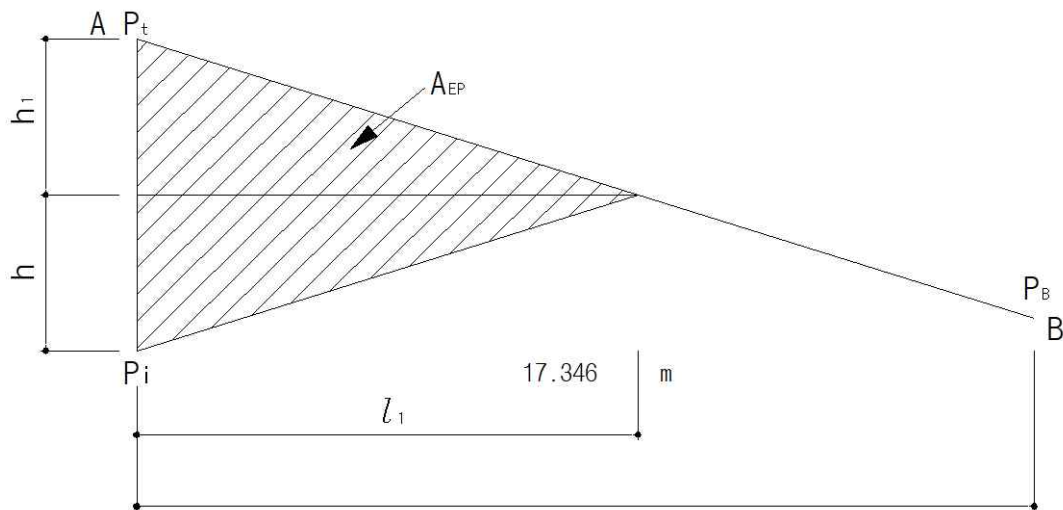
- PS강선과 쉬스 사이의 마찰에 의한 손실

○ $f_{pf} = 140.310\text{MPa}$

- ㉠ 정착장치 활동량에 의한 손실량

- PS 강연선과 쉬스 사이에 마찰이 있는 경우

○ $\Delta l = \frac{A_{EP}}{A_p \cdot E_p} \quad \therefore A_{EP} = \Delta l \cdot A_p \cdot E_p = 6.0 \times 5922.6 \times 200,000 = 7107.120\text{kN.m}$



- 마찰에 의한 손실은 직선으로 변한다고 가정

- $P_t = 1295.71 \times 5922.60 / 10^3 = 7674.000\text{KN}$

- $P_B = (1295.71 - 140.31) \times 5922.60 / 10^3 = 6843.000\text{KN}$

- $\Delta P_t = P_t - P_B = 7674.000 - 6843.000 = 831.000\text{KN}$

- $l_1 : h_1 = 17.35 : 831.00$

- $h_1 = \frac{831.00}{17.35} \times l_1$

$$- AEP = \frac{1}{2} \times l_1 \times h_1 \times 2ea = \frac{831.00}{17.35} \times l_1^2$$

$$- l_1 = 12.18\text{m} < 17.35\text{m}$$

∴ 정착장치의 활동량에 의한 손실이 중앙단면에는 영향을 미치지 않음.

㉠ 콘크리트 탄성변형에 의한 손실량(Δf_{pt})

$$\Delta f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_s}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.5 \times \frac{E_s}{E_{ci}} \left(f_{ctg'} \frac{N-1}{N} + f_{dog'} \right)$$

여기서, E_s : P.S 강재의 탄성계수($E_p = 200,000\text{MPa}$)

E_{ci} : 27,033MPa(프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수)

f_{cir} : 정착직후 주 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 중심에서 콘크리트 응력으로 f_{cir} 은 최대모멘트가 발생하는 단면에서 계산

$f_{ctg'}$: 프리스트레스에 의한 P.S 강선 도심위치에서의 응력

f_{dog} : 주 거더 자중에 의한 P.S강선 도심위치의 응력

$$- f_{pt} = 1295.71 - 140.308 - 0 = 1155.405 \text{ MPa}$$

$$- P_t' = N \times f_{pt} \times A_p = 1155.40 \times 5922.60 = 6843.000\text{KN}$$

$$- f_{ctg'} = \frac{P_t'}{A_c} + \frac{P_t' \cdot e_{p2}}{Z_{p2}} = \frac{6843}{789594} + \frac{6843 \times 949}{489076902.53} = 21.951\text{MPa}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_d}{Z_{p2}} = \frac{3143.88}{489076902.53} = -6.428\text{MPa}$$

$$- f_{cir} = 4/5 \times 21.95 \times 6.43 = 11.132\text{MPa}$$

$$- \Delta f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_s}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.5 \times \frac{200,000}{27032.90} \times 11.13 = 41.181\text{MPa}$$

㉡ 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

▪ 프리스트레스에 의한 콘크리트 응력

$$- P_t = 1114.22 \times 5922.60 / 10^3 = 6599.100\text{KN}$$

$$- f_{ct} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{t2}} = \frac{6599.10}{789594} + \frac{6599.10 \times 949.45}{413658348.23} = -6.789\text{MPa}$$

$$- f_{cb} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{t2}} = \frac{6599.10}{789594} + \frac{46599.10 \times 949.45}{430974934.98} = 22.896\text{MPa}$$

- 주 거더 자중에 의한 콘크리트 응력
- $f_{ct} = 3143.88 / 413658348.23 = 7.600\text{MPa}$
- $f_{cb} = 3143.88 / 430974934.98 = -7.295\text{MPa}$

- 프리스트레스 도입직후의 콘크리트 응력 총계
- $f_{ct} = -6.789 + 7.600 = 0.811\text{MPa}$
- $f_{cb} = 22.8963 - 7.295 = 15.601\text{MPa}$

7) 설계하중 작용시의 휨응력

내·외측 거더의 응력 검토 결과는 아래표와 같으며, 검토 결과 거더응력은 허용응력 범위 이내로 나타났다.

① 외측거더

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		Prestress	거더자중	계	유효 Prestress	총하중 (D+L(1+i))	계
거더	상연	-6.789	7.600	0.811	-5.830	18.214	12.384
	하연	22.896	-7.295	15.601	19.663	-22.349	-2.686
거더 허용응력		1.41	< 계 <	19.20	3.16	< 계 <	18.00
바닥판		-			5.072		
바닥판 허용응력		-			0.68	< 계 <	10.800

② 내측거더

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		Prestress	거더자중	계	유효 Prestress	총하중 (D+L(1+i))	계
거더	상연	-6.789	7.600	0.811	-5.634	15.594	9.960
	하연	22.896	-7.295	15.601	19.000	-16.987	2.013
거더 허용응력		1.41	< 계 <	19.20	3.16	< 계 <	18.000
바닥판		-			2.403		
바닥판 허용응력		-			0.68	< 계 <	10.800

8) 거더 안전성평가 결과

【표 2.9.30】 거더 안전성평가 결과

구 분	최종 발생응력(MPa)			허용응력 (MPa)	안전율	검토결과
	고정하중	설계활하중	유효 프리스트레스			
외측거더	16.597	1.617	-5.830	18.000	1.453	O.K
	-18.443	-3.906	19.663	0	-	O.K
내측거더	13.969	1.625	-5.634	18.000	1.807	O.K
	-13.133	-3.854	19.000	0	-	O.K

마. 안전성평가 결과

바닥판 및 거더의 안전성 검토결과, 전체적으로 안전율이 1.0을 상회하는 것으로 분석되어 본 교량의 안전성 평가 결과는 “A”로 검토되었다.

【표 2.9.31】 안전성 평가 결과

바닥판	구 분	켄틸레버부	중양부
	안전율	1.263	-
	최소안전율	S.F = 1.263	
거 더	구 분	외측거더	내측거더
	안전율	1.453	1.807
	최소안전율	S.F = 1.453	

3.2.3 내하력평가

현재 도로교설계기준을 토대로 거더의 경우 허용응력설계법, 바닥판의 경우 극한강도설계법을 적용하여 내하력평가를 실시하였으며, 기본내하력 계산에서는 설계하중인 DB-24, DL-24 하중을 적용하였다.

가. 개요

1) 강도설계법에 의한 내하력평가

① 기본내하율(RF) 산정방법

$$RF = \frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_\ell M_{\ell(1+i)}}$$

여기서, ϕM_n = 설계휨강도 M_d = 고정하중모멘트

$M_{\ell(1+i)}$ = 설계활하중에 의한 모멘트

γ_d = 고정하중 계수 (1.30) γ_ℓ = 활하중 계수 (2.15)

② 공용내하력(P) 산정방법

$$P = K_s \times RF \times P_\ell$$

여기서, K_s = 응력 보정계수 P_ℓ = 설계 활하중 (DB-24)

2) 허용응력설계법에 의한 내하력평가

① 기본내하율(RF) 산정방법

$$RF = \frac{f_a - f_d}{f_\ell}$$

여기서, f_ℓ = 충격을 포함한 설계 활하중 응력

f_a = 재료의 허용응력 f_d = 고정하중 응력

② 공용내하력(P) 산정방법

$$P = K_s \times RF \times P_\ell$$

여기서, K_s = 응력 보정계수

P_ℓ = 설계 활하중 (DB-24, DL-24)

나. 기본내하율 산정

【표 2.9.32】 바닥판 기본내하율(극한강도설계법) 산정결과

구 분		$\phi M_n(kN \cdot m)$	$M_d(kN \cdot m)$	$M_l(1+i)(kN \cdot m)$	기본내하율(RF)
바닥판	켄틸레버	-	-	-	-
	중 앙 부	-	-	-	-

【표 2.9.33】 거더 기본내하율(허용응력설계법) 산정결과

구 분		허용응력 (f_a)(MPa)	고정하중응력 (f_d)(MPa)	활하중응력 (f_l)(MPa)	프리스트레스 (MPa)	기본내하율 (RF)	비고
외측거더	상연	18.000	16.597	1.617	-5.830	4.473	
	하연	-3.16	-18.443	-3.906	19.663	1.121	
내 측 거 더	상연	18.000	13.969	1.625	-5.634	5.948	
	하연	-3.16	-13.133	-3.854	19.000	2.342	

다. 내하력평가 결과

【표 2.9.34】 공용내하력 산정결과

구 분		응답보정계수 (K_s)	기본내하율 (RF)	공용내하율 ($K_s \times RF$)	공용내하력 (P)
거 더	외측거더	4.592	1.121	5.148	DB, DL-24 이상
	내측거더	4.592	2.342	10.754	DB, DL-24 이상
결 과 분 석		• 내하력평가 결과, 공용내하력이 설계내하력(DB, DL-24) 보다 큰 것으로 나타나 본 구조물의 공용내하력은 양호한 상태로 평가됨			

3.3 종합평가 및 안전등급

3.3.1 종합평가 결과

대상 구조물의 종합평가는 『시설물의 안전점검 및 정밀안전진단 실시 등에 관한 지침(국토교통부 2016. 12.)』에 의거 상태평가등급과 안전성평가등급을 비교하여 등급 중 낮은 등급을 시설물의 종합평가등급으로 결정하였다.

산수교의 상태평가등급은 “A”, 안전성평가 등급은 “A”로 평가되어 본 시설물의 종합평가 결과, 종합평가등급은 “A(우수)등급”으로 평가되었다.

【표 2.9.35】 종합평가 결과

평가구분	결합지수	평가등급	비 고
상태평가	F = 0.100	A	
안전성평가	S.F = 1.0이상	A	설계내하력 이상확보
종합평가 결과	A등급		

3.3.2 안전등급 지정

산수교에 대한 외관조사 및 구조안전성평가결과 시설물의 상태는 『문제점이 없는 최상의 상태』로 안전등급 A등급으로 평가되었다.

【표 2.9.36】 산수교 안전등급 지정

안전등급	구조물명	안전등급
	산수교	A등급(우수)

3.4 종합결론

산수교는 외관조사 및 시험결과를 토대로 한 시설물의 상태평가 결과와 구조검토 및 안전성평가 결과를 종합적으로 분석, 평가한 결과 종합평가 등급 및 안전등급은 문제점이 없는 최상의 상태인 “A등급”으로 평가되었다. 일부 국부적으로 손상이 조사되었으나 내구성 및 기능성 향상을 위해 보수를 실시하였으며 공용 기간 증대에 따른 손상이 발생할 수 있으므로 지속적인 점검을 통한 유지관리가 필요하다.