

구조안전성능 자료 _ 상촌교

자료 _ 상촌교(초기안전점검 보고서)

제5장 구조안전성 검토 및 내하력 평가

5.1 개요

본 과업대상 교량의 구조안전성검토는 중앙경간 11@40.0m~440.0m구간에 대해 검토를 실시하였으며, 구조해석을 실시하는데 있어 기본가정 및 참고자료는 다음과 같다.

가. 해석 개요

1) 구조해석의 기본가정

- ① 사용된 해석모델은 Frame요소를 이용하여 모델링을 실시한다.
- ② 고정하중은 바닥판, 거터, 방호벽 및 기타하중에 대해서 합성 전 고정하중 및 합성 후 고정하중으로 구분하여 고려한다.
- ③ 설계활하중은 DB, DL-24 및 충격하중을 고려하여 산정한다.
- ④ 재하시험시의 재하위치를 모델링상에 입력시 광분배를 고려하여 입력시킨다.
- ⑤ 허용응력 및 강도 검토 시 하중계수는 도로교설계기준해설(2008)을 이용한다.
- ⑥ 구조검토 결과는 도로교 설계기준에 준하여 SI단위계를 사용한다.

2) 참고문헌

- ① 도로교 설계기준해설(2010년) 대한토목학회, 교량설계해설기술연구단
- ② 도로교 설계편람(콘크리트 교량 IV, 2008년) 대한토목학회
- ③ 콘크리트 구조기준해설(2012년) 한국콘크리트학회
- ④ 안전점검 및 경미안전진단 지침(2010년, 교량편) 국토해양부

나. 구조해석 조건

1) 교량제원

- 교량형식 : DR-Girder교
- 해석연장 : 11@40.0 = 440.0m
- 교량폭원 : 31.5m(상부방향 : 15.74m, 영천방향 : 15.74m)
- Beam 간격 : 2.700m
- 활하중 : DB-24, DL-24
- 충격계수 : $i = 1.5/(40+L)$

2) 허용응력

- ① 바닥판 콘크리트
 - 허용 휨 압축응력 : $f_{pi} = 0.4f_{ck} = 10.8\text{Mpa}$
- ② 프리스트레스 콘크리트

【표 5.1】 가타의 허용응력

응력의 발생시기	응력구분	설계기준	허용응력
프리스트레스 도입시	압축강도	$f_{ci} = 0.8f_{ck}$	32.0MPa
	허용 휨 압축응력	$0.6f_{ci}$	42.0MPa
프리스트레스 도입 직후	단순지지부재 단부	$0.25\sqrt{f_{ci}}$	2.8MPa
	전행압축 인장구역 이외의 구역	$0.50\sqrt{f_{ci}}$	1.4MPa
설계하중 작용시	허용 휨 압축응력 (유효프리스트레스+지속하중)	$0.45f_{ck}$	18.0MPa
	허용 휨 압축응력 (유효프리스트레스+전제하중)	$0.6\sqrt{f_{ck}}$	24.0MPa
	허용 휨 인장응력	$0.63\sqrt{f_{ck}}$	4.0MPa

3) P.S Strand (SWPC 7B $\phi 15.2\text{mm}$)

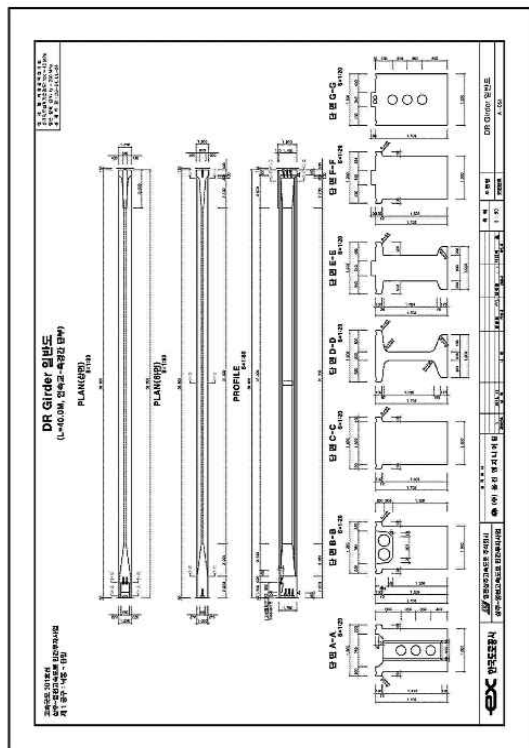
- 극한강도 : $f_{pu} = 1,900\text{MPa}$
- 항복강도 : $f_{py} = 1,600\text{MPa}$
- 허용 최대 긴장력 : $0.94f_{py} = 1,504\text{MPa}$
- 정착 직후 정착부에서의 응력 : $0.7f_{py} = 1,120\text{MPa}$
- 단면적 : $A_p = 138.7\text{mm}^2/\text{ea}$
- 탄성계수 : $E_s = 2.0 \times 10^5\text{MPa}$

4) 철근

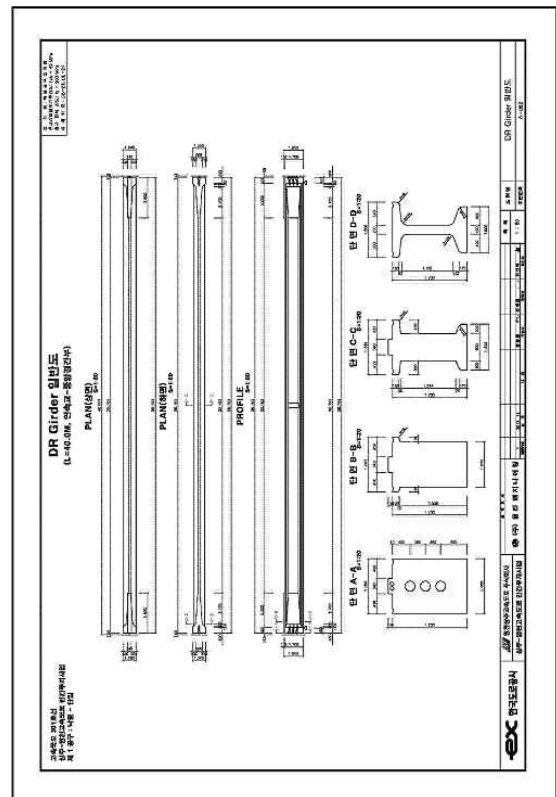
- 바닥판 : SD 400
- 거터 : SD 300
- 탄성계수 : $E_s = 200,000\text{MPa}$

5.2 구조검토 결과

가. 해석단면

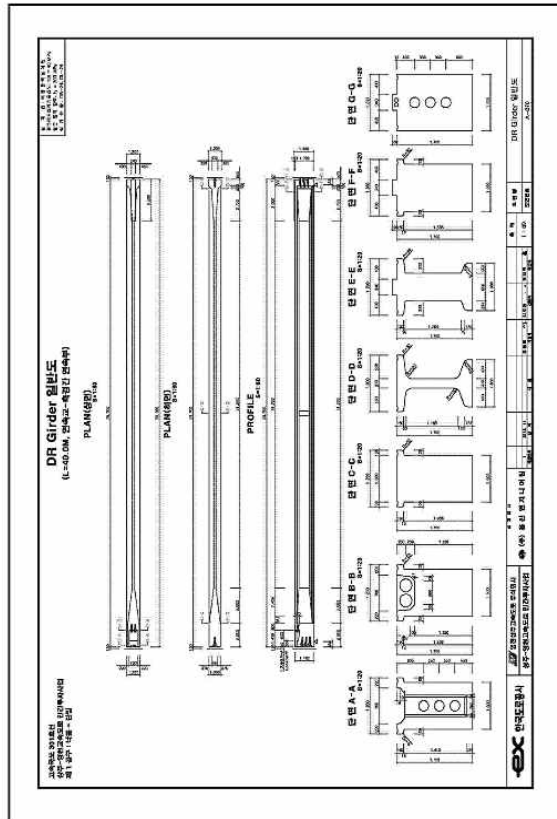


【그림 5.1】 평 일반도 (1)



【그림 5.2】 평 일반도 (2)

자료 _ 상촌교(초기안전점검 보고서)



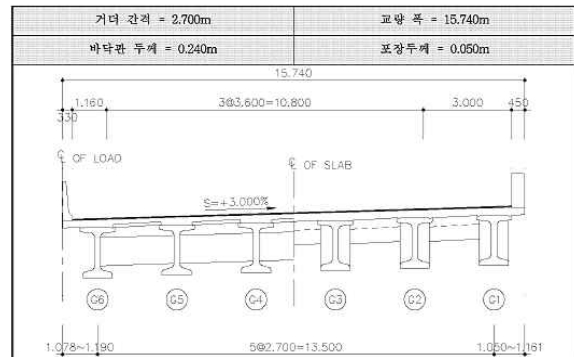
【그림 5.3】빔 일관도 (3)

【표 5.4】거더 단면특성 산정

비합성 단부				비합성 중앙부			
Area	1.7283	P	5.7700	Area	0.7265	P	6.8502
Ixx	0.4259	Iyy	0.1502	Ixx	0.2924	Iyy	0.0424
Rxx	0.4964	Ryy	0.2948	Rxx	0.6344	Ryy	0.2415
Xt	0.6000	Yt	0.8374	Xt	0.6000	Yt	0.8587
Xb	0.6000	Yb	0.8626	Xb	0.6000	Yb	0.8413
Xtc	0.5000	Ytc	0.8374	Xtc	0.1000	Ytc	0.8587
Xbc	0.5000	Ybc	0.0000	Xbc	0.1000	Ybc	0.0000
합성 단부				합성 중앙부			
Area	2.3115	P	9.2500	Area	1.3097	P	10.3302
Ixx	0.8246	Iyy	0.5045	Ixx	0.5928	Iyy	0.3967
Rxx	0.0000	Ryy	0.0000	Rxx	0.0000	Ryy	0.0000
Xt	1.3500	Yt	0.8163	Xt	1.3500	Yt	0.6373
Xb	1.3500	Yb	1.1237	Xb	1.3500	Yb	1.3027
Xtc	0.0000	Ytc	0.0000	Xtc	0.0000	Ytc	0.0000
Xbc	0.0000	Ybc	0.0000	Xbc	0.0000	Ybc	0.0000

나. 단면가정

【표 5.2】 횡단면



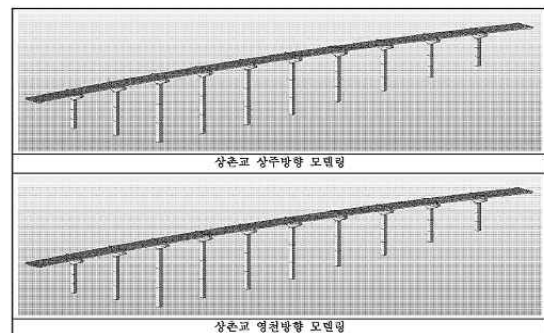
다. 단면특성 산정

단면특성 산정결과를 요약하면 다음과 같다.

【표 5.3】 가로보 단면특성 산정

신축이음부 가로보				중앙부 가로보				지점부 가로보			
B (m)	0.30	P (m)	2.2000	B (m)	0.40	P (m)	2.7000	B (m)	1.10	P (m)	5.0000
H (m)	0.80	A	0.2400	H (m)	0.95	A	0.3800	H (m)	1.70	A	1.8700
HUM (%)	70%	Ixx	0.0128	HUM (%)	70%	Ixx	0.0286	HUM (%)	70%	Ixx	0.4504
Yt	0.40	Iyy	0.0018	Yt	0.48	Iyy	0.0051	Yt	0.85	Iyy	0.1886
Yb	0.40	J	0.0055	Yb	0.48	J	0.0149	Yb	0.85	J	0.4447

라. 모델링



【그림 5.4】 전산해석 모델링(MIDAS CIVIL)

마. 하중산정 및 응력검토

1) 고정하중

고정하중에 의해 발생하는 부재력을 알아보기 위하여 고정하중을 산정한 후 모델링에 재하하였으며, 고정하중은 슬래브 자중과 2차 사하중으로 구분하였다. 슬래브 자중은 바닥판의 하중을 고려한 하중이며 2차 사하중은 포장과 방호벽, 방음벽, 증분대 등을 고려한 하중이다.

(가) 자중

- 거더자중은 프로그램 자동 재하(Self Weight)

(나) 2차 사하중(방호벽, 증분대, 방음벽, 포장)

- 방호벽 : $0.3485 \times 25.0 = 8.713 \text{ kN/m}$

- 방음벽 : $(1.15 \times 0.42) \times 25.0 + 1 = 13.075 \text{ kN/m}$

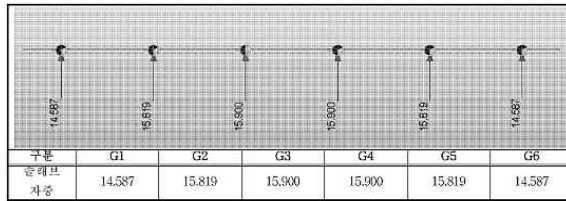
- 증분대 : $0.252 \times 25.0 = 6.3 \text{ kN/m}$

- 포장 : $0.05 \times 23.5 = 1.175 \text{ kN/m}$

- 슬래브 자중, 2차 사하중은 횡분배 효과를 반영하기 위하여 2차원 프레임 모델을 사용하여 반력을 산출한 후 그 반력을 거더에 재하하였다.

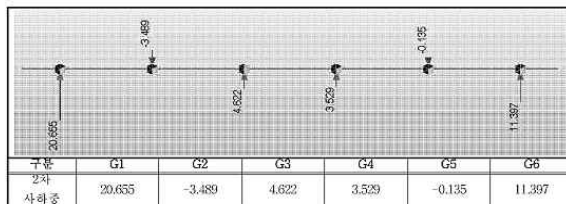
자료 _ 상촌교(초기안전점검 보고서)

- 슬래브 자중 입력도(kN/m)



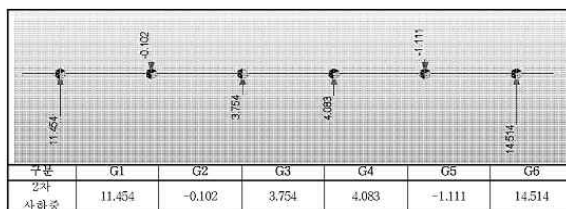
【그림 5.5】 슬래브 자중 지점별 고정하중

- 상주방향 2차 사하중(방호벽, 방음벽, 중분대, 포장) 입력도(kN/m)

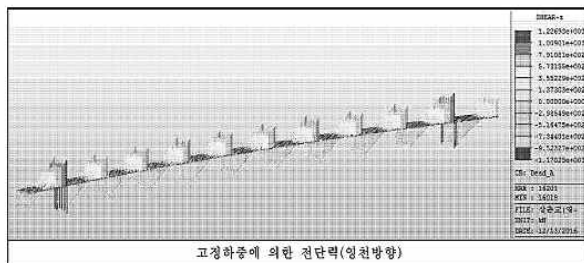


【그림 5.6】 상주방향 지점별 고정하중

- 영진방향 2차 사하중(방호벽, 방음벽, 중분대, 포장) 입력도(kN/m)



【그림 5.7】 영진방향 지점별 고정하중



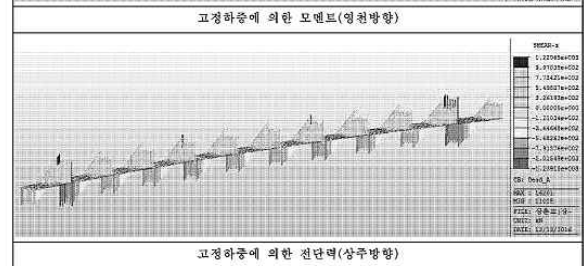
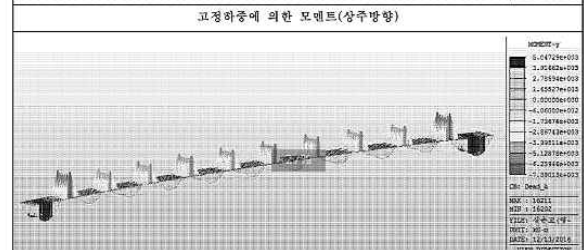
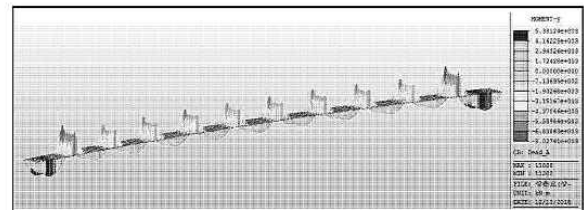
【그림 5.8】 고정하중에 의한 부재력도 -계 속

【표 5.5】 고정하중에 의한 단면력 집계

구 분		고정하중에 의한 부재력		비 고
		모멘트(kN.m)	전단력(kN)	
S1 중앙부	외측거리	5381.9	108.5	
	내측거리	4829.8	-147.5	
P1 지점부	외측거리	-8005.1	-1237.9	
	내측거리	-6580.3	-1196.4	
S2 중앙부	외측거리	2791.6	96.7	
	내측거리	2826.2	180.1	
P2 지점부	외측거리	-5903.2	251.8	
	내측거리	-4652.8	306.5	

2) 고정하중에 의한 부재력

- 고정하중 : 자중 + 2차 사하중



【그림 5.8】 고정하중에 의한 부재력도

3) 활하중

차량 설계활하중 DB-24 및 DL-24를 설계차선 3차선에 대해서 제한하여 최대단 면력을 발생시키는 경우에 대해서 구조검토를 수행하였다.

●유호폭(W_e) : $15.74 - 0.45 - 0.33 = 14.96m$

●차로수(N) : $N = 4차로$

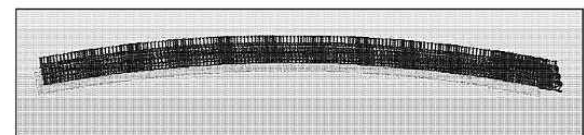
●설계차로폭(W) : $W/N = 14.96/4 = 3.74m > 3.6m \therefore W = 3.6m$ 적용

●충격계수(I)

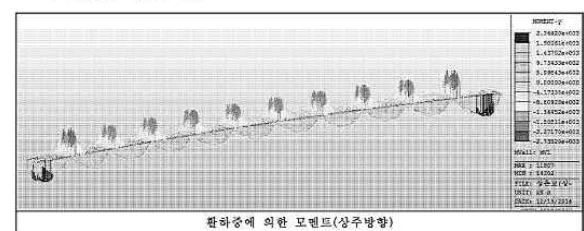
$$I = \frac{15}{40 + L} \leq 0.3$$

【표 5.6】 충격계수 산정

구 분	L(m)	충격계수(I)	비 고
전 경간	40.0	0.1875	

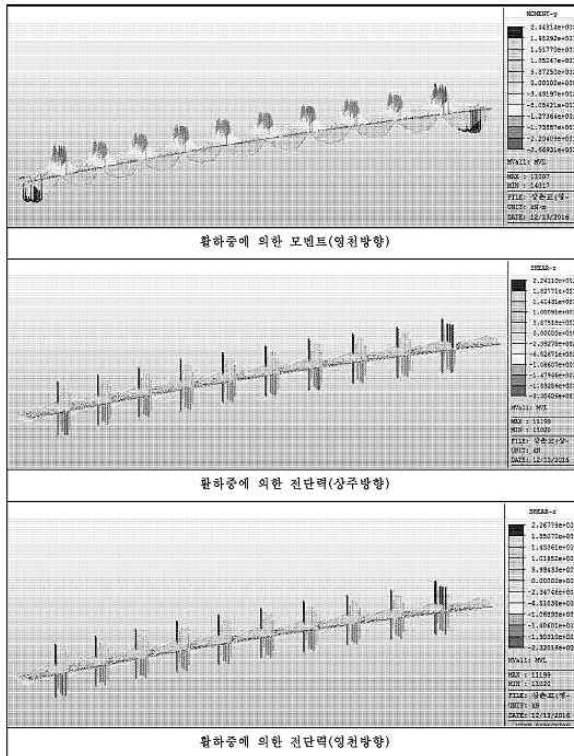


4) 활하중에 의한 부재력

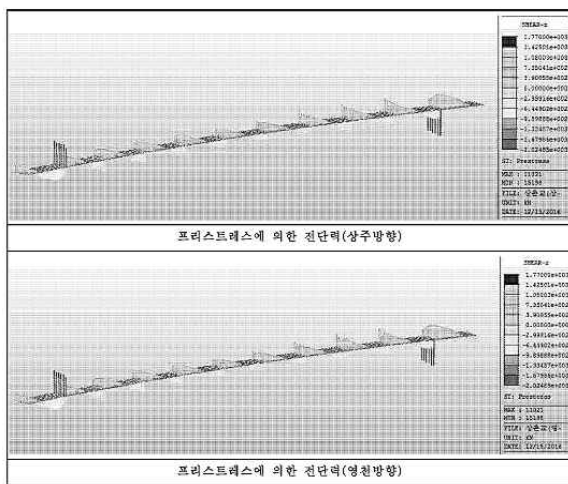


【그림 5.10】 활하중에 의한 부재력도

자료 _ 상촌교(초기안전점검 보고서)



【그림 5.10】 활하중에 의한 부재력도 - 계 속



【그림 5.11】 프리스트레싱에 의한 부재력도 - 계 속

【표 5.8】 프리스트레스에 의한 단면력 집계

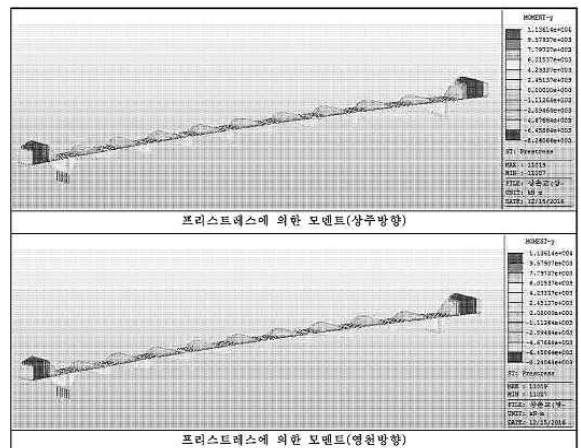
구 분	프리스트레스에 의한 부재력		비 고
	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	
S1 중앙부	외측거더	-8240.6	131.4
	내측거더	-8201.1	133.7
P1 지점부	외측거더	7453.9	1770.0
	내측거더	7667.8	1676.6
S2 중앙부	외측거더	-2458.3	-174.9
	내측거더	-2468.8	-172.1
P2 지점부	외측거더	4082.0	-945.7
	내측거더	4034.2	-887.0

【표 5.7】 활하중에 의한 단면력 집계

구 분		활하중에 의한 부재력		비 고
		모멘트(kN.m)	전단력(kN)	
S1 중앙부	외측거더	2356.5	305.6	
	내측거더	2337.6	343.6	
P1 지점부	외측거더	-2394.4	-2180.1	
	내측거더	-2726.5	-2041.1	
S2 중앙부	외측거더	1469.1	307.0	
	내측거더	1656.6	350.7	
P2 지점부	외측거더	-2095.1	-2092.8	
	내측거더	-2226.3	-1624.6	

5) 프리스트레싱에 의한 부재력

- 프리스트레스에 의해 발생하는 부재력을 알아보기 위하여 강선에 프리스트레싱을 가하여 해석을 수행하였다.



【그림 5.11】 프리스트레싱에 의한 부재력도

6) DR 거더 응력 검토

(가) 외측거더 응력검토(상주방향)

【표 5.9】 상주방향 외측거더 응력집계

구 분		고정하중	활하중	Prestress	합계	허용응력	비 고
S1 중앙부	상면	-12.7	-4.1	7.4	-9.4	-24.0	O.K
	하면	10.4	4.3	-25.7	-11.0	4.0	O.K
P1 지점부	상면	10.0	2.1	-14.4	-2.3	4.0	O.K
	하면	-9.7	-2.1	6.9	-4.9	-24.0	O.K
S2 중앙부	상면	-6.7	-3.6	-5.0	-15.3	-24.0	O.K
	하면	5.5	3.0	-14.9	-6.4	4.0	O.K
P2 지점부	상면	9.3	3.4	-10.1	2.6	4.0	O.K
	하면	-9.0	-3.3	2.9	-9.4	-24.0	O.K

※ (-):압축응력, (+):인장응력

(나) 내측거더 응력검토(상주방향)

【표 5.10】 상주방향 내측거더 응력집계

구 분		고정하중	활하중	Prestress	합계	허용응력	비 고
S1 중앙부	상연	-10.5	-4.3	7.4	-7.4	-42.0	O.K
	하연	8.6	4.3	-25.5	-12.6	4.2	O.K
P1 지점부	상연	10.2	4.3	-15.6	-1.1	4.2	O.K
	하연	-10.0	-4.2	8.1	-6.1	-42.0	O.K
S2 중앙부	상연	-5.5	-3.8	-4.9	-14.2	-42.0	O.K
	하연	4.5	3.3	-14.9	-7.1	4.2	O.K
P2 지점부	상연	7.1	3.5	-9.9	0.7	4.2	O.K
	하연	-6.9	-3.5	2.8	-7.6	-42.0	O.K

※ (-):압축응력, (+):인장응력

자료 _ 상촌교(초기안전점검 보고서)

(다) 외측거리 응력검토(영천방향)

【표 5.11】 영천방향 외측거리 응력검제

구 분		고정하중	활하중	Prestress	합계	허용응력	비 고
S1 중앙부	상면	-11.3	-5.5	7.4	-9.4	-42.0	O.K
	하면	9.3	4.5	-25.7	-11.9	4.2	O.K
P1 지점부	상면	11.2	4.5	-15.7	0.0	4.2	O.K
	하면	-11.0	-4.3	8.1	-7.2	-42.0	O.K
S2 중앙부	상면	-6.1	-3.7	-4.5	-14.3	-42.0	O.K
	하면	5.0	3.1	-15.1	-7.0	4.2	O.K
P2 지점부	상면	8.0	3.4	-10.1	1.3	4.2	O.K
	하면	-7.9	-3.3	2.9	-8.3	-42.0	O.K

※ (-):압축응력, (+):인장응력

(라) 내측거리 응력검토(영천방향)

【표 5.12】 영천방향 내측거리 응력검제

구 분		고정하중	활하중	Prestress	합계	허용응력	비 고
S1 중앙부	상면	-10.6	-5.1	7.4	-8.3	-42.0	O.K
	하면	8.7	4.2	-25.5	-12.6	4.2	O.K
P1 지점부	상면	10.2	3.3	-15.6	-2.1	4.2	O.K
	하면	-10.0	-3.2	8.2	-5.0	-42.0	O.K
S2 중앙부	상면	-5.6	-3.9	-4.4	-13.9	-42.0	O.K
	하면	4.6	3.2	-15.0	-7.2	4.2	O.K
P2 지점부	상면	7.3	2.6	-10.3	-0.4	4.2	O.K
	하면	-7.1	-2.5	3.2	-6.4	-42.0	O.K

※ (-):압축응력, (+):인장응력

3) 충돌하중 (도.기.해,2008)p.100

i) 수평충돌력

$$- PO = (V / 60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 23.333 \text{ kN}$$

$$- MO = 1.000 \times 23.333 = 23.333 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

ii) 방호벽 상단 수평하중

$$- \text{적전부는 } 10 \text{ kN/m, 곡선부}(R \leq 200\text{m}) \text{는 } 20 \text{ kN/m를 적용}$$

$$- MO = 1.0 \times 10 = 10.000 \text{ kN}$$

iii) 적용 모멘트

$$- \text{하중작용점(노면에서 } 1.0\text{m)} h = 1.0 + 0.05 = 1.050\text{m}$$

$$- MO = 23.333 \times 1.050 = 24.500 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4) 풍하중(도.기 2.1.11)

$$- 1\text{m당 작용하는 풍하중(부재의 단면형상을 각형으로 설계)} = 3.0\text{kN/m}^2$$

$$\therefore Pw = 3.0 \text{ kN/m}$$

$$- \text{풍하중 작용높이} : h1 = 1.1 + 1.7 + 0.24 = 3.04\text{m}$$

$$- \text{하중 작용점까지의 높이 } h2 = 1.1/2 + 1.7/2 + 0.24/2 = 1.52\text{m}$$

$$- Mw = 3.0 \times 3.04 \times 1.520 = 13.862 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

나. 단면 검토

1) 극한모멘트

$$- \text{case-1} : M_u = 1.3M_d + 2.15M_f = 43.522 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$- \text{case-2} : M_u = 1.3M_d + 1.3M_f + 1.3M_c = 62.763 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$- \text{case-3} : M_u = 1.2M_d + 1.2M_f + 1.2M_c = 45.151 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 검토조건

원크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$	철근의 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
설계 모멘트	$M_u = 62.763\text{kN} \cdot \text{m}$	원강도 감소계수	$\phi f = 0.85$
부재높이	$h = 240\text{mm}$	부재폭	$b = 1000\text{mm}$
인장피복	$d' = 60\text{mm}$	유효높이	$d = 180\text{mm}$
사용 철근량	H16 @ 300, 2단 = 1324.0mm		

3) 강도설계법에 의한 단면검토

$$- \text{설계 원강도} : \phi M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 75.835 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \text{그러므로, } \phi M_u = 75.835 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 62.763 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

5.3 바닥판 검토

합성형교에서 바닥판으로서 작용할 경우(교축적각방향)에 대하여 도로교 설계기준 (2010년)등의 적용기준에 따라 안전성 및 사용성 평가를 수행하였다.

5.3.1 방호벽 캔틸레버부

가. 하중산정

1) 고정하중

	H1	0.050	m	L1	0.350	m
	H2	0.240	m	L2	0.900	m
	H3	0.175	m	L3	0.030	m
	H4	0.175	m	L4	0.230	m
	H5	0.800	m	L5	0.070	m
	H6	0.000	m	L6	0.120	m
	L8	0.150	m	L7	0.300	m

구 분	Vo(kN)	x(m)	M(kN/m)
방호벽	$0.230 \times 1.150 \times 25.0$	= 6.613	0.755
	$0.070 \times 0.800 \times 25.0 \times 0.5$	= 0.700	0.593
	$0.070 \times 0.350 \times 25.0$	= 0.613	0.605
	$0.120 \times 0.175 \times 25.0 \times 0.5$	= 0.263	0.490
	$0.120 \times 0.175 \times 25.0$	= 0.525	0.510
	소 계	8.714	6.176
슬래브	$0.900 \times 0.258 \times 25.0$	= 5.805	0.450
포 장	$0.450 \times 0.050 \times 23.5$	= 0.529	0.225
합 계	15.048		8.907

2) 활하중

$$i) \text{ 충격계수 } i = 15 / (40+L) = 0.374 \geq 0.300 \quad \therefore i = 0.300$$

$$ii) \text{ 차량하중 분포폭(도.기 4.7.5.2)}$$

$$- E = 0.8 \times 0.150 + 1.14 = 1.260\text{m}$$

$$- M = 96 \times 0.150 \times (1 + 0.300) / 1.260 = 14.857 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5.3.2 방음벽 캔틸레버부

가. 하중산정

1) 고정하중

	H1	0.050	m	L1	0.350	m
	H2	0.240	m	L2	0.900	m
	H3	1.150	m	L3	0.030	m
	H6	0.500	m	L4	0.420	m
	L7	0.300	m	L8	0.150	m

구 분	Vo(kN)	x(m)	M(kN/m)
방호벽	$0.420 \times 1.150 \times 25.0$	= 12.075	0.690
방음벽		1.000	0.690
슬래브	$0.900 \times 0.258 \times 25.0$	= 5.805	0.450
포 장	$0.450 \times 0.050 \times 23.5$	= 0.529	0.225
합 계	19.409		11.361

2) 활하중

$$i) \text{ 충격계수 } i = 15 / (40+L) = 0.374 \geq 0.300 \quad \therefore i = 0.300$$

$$ii) \text{ 차량하중 분포폭(도.기 4.7.5.2)}$$

$$- E = 0.8 \times 0.150 + 1.14 = 1.260\text{m}$$

$$- M = 96 \times 0.150 \times (1 + 0.300) / 1.260 = 14.857 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 충돌하중 (도.기.해,2008)p.100

i) 수평충돌력

$$- PO = (V / 60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 23.333 \text{ kN}$$

$$- MO = 1.000 \times 23.333 = 23.333 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

ii) 방호벽 상단 수평하중

$$- \text{적전부는 } 10 \text{ kN/m, 곡선부}(R \leq 200\text{m}) \text{는 } 20 \text{ kN/m를 적용}$$

자료 _ 상촌교(초기안전점검 보고서)

- MO = 1.0 × 10 = 10.000 kN
- iii) 적용 모델트
 - 하중작용점(노면에서 1.0m) h=1.0+0.05 = 1.050m
 - MO = 23.333×1.050 = 24.500 kN·m

4) 풍하중(도.기 2.1.11)

- 1m당 작용하는 풍하중(부재의 단면형상을 각형으로 설계) = 3.0kN/m²
- ∴ Pw = 3.0 kN/m
- 풍하중 작용높이 : h1 = 1.65+1.7+0.24 = 3.59m
- 하중 작용점까지의 높이 h2 = 1.65/2 + 1.7/2 + 0.24/2 = 1.52m
- Mw = 3.0 × 3.59 × 1.520 = 19.332 kN·m

나. 단면 검토

1) 극한모멘트

- case-1 : $M_e = 1.3M_d + 2.15M_f = 46.712 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- case-2 : $M_e = 1.3M_d + 1.3M_f + 1.3M_l = 65.933 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- case-3 : $M_e = 1.2M_d + 1.2M_l + 1.2M_w = 54.660 \text{ kN} \cdot \text{m}$

2) 검토조건

콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$	철근의 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
설계 모멘트	$M_u = 65.933 \text{ kN} \cdot \text{m}$	휨강도 감소계수	$\phi f = 0.85$
부재높이	$h = 240 \text{ mm}$	부재폭	$b = 1000 \text{ mm}$
인장피복	$d' = 60 \text{ mm}$	유효높이	$d = 180 \text{ mm}$
사용 철근량	H16 @ 300, 2단 = 1324.0mm ²		

3) 강도설계법에 의한 단면검토

- 설계 휨강도 : $\phi M_u = \phi A_s f_y (d - \frac{a}{2}) = 75.835 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 그러므로, $\phi M_n = 75.835 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 65.933 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$

- MO = 1.000 × 23.333 = 23.333 kN·m/m

ii) 방호벽 상단 수평하중

- 적설부는 10 kN/m, 곡선부(R≤200m)는 20 kN/m를 적용
- MO = 1.0 × 10 = 10.000 kN

iii) 적용 모델트

- 하중작용점(노면에서 1.0m) h=1.0+0.05 = 1.050m
- MO = 23.333×1.050 = 24.500 kN·m

4) 풍하중(도.기 2.1.11)

- 1m당 작용하는 풍하중(부재의 단면형상을 각형으로 설계) = 3.0kN/m²
- ∴ Pw = 3.0 kN/m
- 풍하중 작용높이 : h1 = 1.320+1.7+0.24 = 3.260m
- 하중 작용점까지의 높이 h2 = 1.320/2 + 1.7/2 + 0.24/2 = 1.63m
- Mw = 3.0 × 3.260 × 1.630 = 15.941 kN·m

나. 단면 검토

1) 한도모멘트

- case-1 : $M_e = 1.3M_d + 2.15M_f = 52.235 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- case-2 : $M_e = 1.3M_d + 1.3M_f + 1.3M_l = 67.054 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- case-3 : $M_e = 1.2M_d + 1.2M_l + 1.2M_w = 51.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$

2) 검토조건

콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$	철근의 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
설계 모멘트	$M_u = 67.054 \text{ kN} \cdot \text{m}$	휨강도 감소계수	$\phi f = 0.85$
부재높이	$h = 240 \text{ mm}$	부재폭	$b = 1000 \text{ mm}$
인장피복	$d' = 60 \text{ mm}$	유효높이	$d = 200 \text{ mm}$
사용 철근량	H16 @ 300, 2단 = 1324.0mm ²		

3) 강도설계법에 의한 단면검토

- 설계 휨강도 : $\phi M_u = \phi A_s f_y (d - \frac{a}{2}) = 84.838 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 그러므로, $\phi M_n = 84.838 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 67.054 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$

5.3.3 중분대 캔틸레버부

가. 하중산정

1) 고정하중

H1	0.050	m	L1	0.350	m
H2	0.240	m	L2	0.870	m
H3	0.125	m	L3	0.000	m
H4	0.175	m	L4	0.120	m
H5	1.020	m	L5	0.085	m
H6	0.000	m	L6	0.125	m
L8	0.210	m	L7	0.300	m

구 분	Vo(kN)	x(m)	M(kN/m)
방호벽	$0.120 \times 1.320 \times 25.0 = 3.960$	0.780	3.089
	$0.085 \times 1.020 \times 25.0 \times 0.5 = 1.084$	0.663	0.719
	$0.085 \times 0.300 \times 25.0 = 0.638$	0.678	0.432
	$0.125 \times 0.175 \times 25.0 \times 0.5 = 0.273$	0.552	0.151
	$0.125 \times 0.125 \times 25.0 = 0.391$	0.573	0.224
소 계	6.346		4.615
슬래브	$0.840 \times 0.258 \times 25.0 = 5.418$	0.420	2.276
포 장	$0.510 \times 0.050 \times 23.5 = 0.599$	0.255	0.153
합 계	12.363		7.043

2) 활하중

- i) 충격계수 $i = 15 / (40+L) = 0.374 \geq 0.300 \quad \therefore i = 0.300$
- ii) 차량하중 분포폭(도.기 4.7.5.2)
 - E = 0.8 × 0.210 + 1.4 = 1.308m
 - M = 96 × 0.210 × (1 + 0.300) / 1.308 = 20.037 kN·m

3) 충돌하중 (도.기.해.2008)p.100

i) 수평충돌력

- PO = (V / 60)² × 7.5 + 2.5 = 23.333 kN

5.3.4 내측 중앙부

가. 하중산정

1) 고정하중

- 포장하중 : 0.05 × 23.5 = 1.175 kN/m²
- Deck 자중 : 0.110 × 25.0 = 2.750 kN/m²
- 슬래브 자중 : 0.152 × 25.0 = 3.800 kN/m²
- 총합 : 1.175+2.75+3.8 = 7.725 kN/m²
- Md = (w × l²) / 10 = (7.725 × 2.0²) / 10 = 3.090 kN·m

2) 활하중

- i) 충격계수 $i = 15 / (40+L) = 0.377 \geq 0.300 \quad \therefore i = 0.300$
- ii) $M_{H1} = \frac{L+0.6}{9.6} \times P = \frac{(2.0+0.6)}{9.6} \times 96 = 26.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- iii) $M_L = 26.0 \times (1+0.3) \times 0.8 = 27.040 \text{ kN} \cdot \text{m}$

나. 단면 검토

1) 극한모멘트

- case : $M_e = 1.3M_d + 2.15M_f = 62.153 \text{ kN} \cdot \text{m}$

2) 검토조건

콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$	철근의 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
설계 모멘트	$M_u = 62.153 \text{ kN} \cdot \text{m}$	휨강도 감소계수	$\phi f = 0.85$
부재높이	$h = 240 \text{ mm}$	부재폭	$b = 1000 \text{ mm}$
인장피복	$d' = 40 \text{ mm}$	유효높이	$d = 200 \text{ mm}$
사용 철근량	H16 @ 300, 2단 = 1324.0mm ²		

3) 강도설계법에 의한 단면검토

- 설계 휨강도 : $\phi M_u = \phi A_s f_y (d - \frac{a}{2}) = 84.838 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- 그러므로, $\phi M_n = 84.838 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 62.153 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$

자료 _ 상촌교(초기안전점검 보고서)

5.3.5 바닥판 검토 결과

상촌교 바닥판 검토결과 캔틸레버는 소요강도가 설계강도에 미치는 못하고 중앙지간부는 철근량이 허용치 이상인 것으로 나타나 양호한 상태로 평가되었다.

【표 5.13】슬래브 안전검토

구 분	설계모멘트 Ø Mn (kNm)	계수모멘트 Mu (kNm)	안전율(SF)	비고
중앙부	84.838	62.153	1.365	O.K
방호벽 캔틸레버부	75.835	62.763	1.208	O.K
방음벽 캔틸레버부	75.835	65.933	1.150	O.K
중분대 캔틸레버부	75.835	67.054	1.131	O.K

5.4 안전성 평가등급 산정

외관상태와 내구성조사된 근거로 교량구조물의 대표등급을 산정하는 경우, 구조물의 실제적인 안전성에 대한 효과적인 고려가 곤란하다. 따라서, 정밀점검(필요시)이나 정밀안전진단 시에는 안전성 평가 결과에 의하여 안전성평가 등급을 산정하도록 한다.

5.4.1 안전성 평가 기준

구조물의 안전성평가는 주요 구조부재의 정밀육안조사, 비파괴 현장시험 및 재료시험의 결과를 토대로 종합적으로 이루어져야 한다. 현재 도로교와 철도교는 강교의 경우 허용응력설계법, 콘크리트교는 강도설계법으로 설계되고 있다. 안전성 검토는 대상 교량의 설계개념에 따라 일관성이 유지되도록 평가하는 것을 원칙으로 하고 있다.

또한 교량의 안전성평가는 내하력평가 개념으로 규정되어 있으나 내하력은 한하중역유도로서 하중비에 따라 내하력의 변동폭이 크게 변하므로 교량의 안전성을 일관되게 평가하는 기준으로 적절하지 못하다. 따라서 안전성 평가는 교량의 안전을 개념을 도입하여 평가하였다. 그러나 안전율이 0.9에서 1 사이에 있어 제하시험에 의한 공용내하력 평가는 실시한 경우 공용내하력 산정결과에 따라 안전성 평가 등급을 산정한다.

【표 5.14】구조물의 안전성 평가 기준

기 준	안전성 평가 기준	비 고
A	SF > 1.0	
B	0.9 ≤ SF < 1.0 이나, 공용내하력이 설계하중보다 크게 평가된 경우	· 허용응력설계법 SF(안전율) = $\frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_d}{f_{d+1}}$
C	0.9 ≤ SF < 1.0	
D	0.75 ≤ SF < 0.9	· 강도설계법 SF(안전율) = $\frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_u}{M_o}$
E	SF < 0.75	

※ 안전성 평가등급은 통합시험결과까지의 소문자(a,b,c,d,e)로 표기하고, 전체시험물에 대해서만 대문자(A,B,C,D,E)로 표기함

5.4.2 안전성 평가 결과

상촌교의 구조해석에 의한 안전성 평가결과는 다음과 같다.

【표 5.15】DR 거더의 안전성 평가 결과(상주방향, 외측)

구 분	고경하중	활하중	Prestress	합계	허용응력	안전율	평가결과
S1 중앙부	상연 -12.7	-4.1	7.4	-9.4	-24.0	2.553	a
	하연 10.4	4.3	-25.7	-11.0	4.0	압축발생	a
P1 지점부	상연 10.0	2.1	-14.4	-2.3	4.0	압축발생	a
	하연 -9.7	-2.1	6.9	-4.9	-24.0	4.888	a
S2 중앙부	상연 -6.7	-3.6	-5.0	-15.3	-24.0	1.569	a
	하연 5.5	3.0	-14.9	-6.4	4.0	압축발생	a
P2 지점부	상연 9.3	3.4	-10.1	2.6	4.0	압축발생	a
	하연 -9.0	-3.3	2.9	-9.4	-24.0	2.553	a

※ (-):압축응력, (+):인장응력

【표 5.16】DR 거더의 안전성 평가 결과(상주방향, 내측)

구 분	고경하중	활하중	Prestress	합계	허용응력	안전율	평가결과
S1 중앙부	상연 -10.5	-4.3	7.4	-7.4	-42.0	5.676	a
	하연 8.6	4.3	-25.5	-12.6	4.2	압축발생	a
P1 지점부	상연 10.2	4.3	-15.6	-1.1	4.2	압축발생	a
	하연 -10.0	-4.2	8.1	-6.1	-42.0	6.885	a
S2 중앙부	상연 -5.5	-3.8	-4.9	-14.2	-42.0	2.958	a
	하연 4.5	3.3	-14.9	-7.1	4.2	압축발생	a
P2 지점부	상연 7.1	3.5	-9.9	0.7	4.2	6.000	a
	하연 -6.9	-3.5	2.8	-7.6	-42.0	5.526	a

※ (-):압축응력, (+):인장응력

【표 5.17】DR 거더의 안전성 평가 결과(영선방향, 외측)

구 분	고경하중	활하중	Prestress	합계	허용응력	안전율	평가결과
S1 중앙부	상연 -11.3	-5.5	7.4	-9.4	-42.0	4.468	a
	하연 9.3	4.5	-25.7	-11.0	4.2	압축발생	a
P1 지점부	상연 11.2	4.5	-15.7	0.0	4.2	압축발생	a
	하연 -11.0	-4.3	8.1	-7.2	-42.0	5.833	a
S2 중앙부	상연 -6.1	-3.7	-4.5	-14.3	-42.0	2.937	a
	하연 5.0	3.1	-15.1	-7.0	4.2	압축발생	a
P2 지점부	상연 8.0	3.4	-10.1	1.3	4.2	3.231	a
	하연 -7.9	-3.3	2.9	-8.3	-42.0	5.060	a

※ (-):압축응력, (+):인장응력

【표 5.18】DR 거더의 안전성 평가 결과(영선방향, 내측)

구 분	고경하중	활하중	Prestress	합계	허용응력	안전율	평가결과
S1 중앙부	상연 -10.6	-5.1	7.4	-8.3	-42.0	5.060	a
	하연 8.7	4.2	-25.5	-12.6	4.2	압축발생	a
P1 지점부	상연 10.2	3.3	-15.6	-2.1	4.2	압축발생	a
	하연 -10.0	-3.2	8.2	-5.0	-42.0	8.400	a
S2 중앙부	상연 -5.6	-3.9	-4.4	-13.9	-42.0	3.022	a
	하연 4.6	3.2	-15.0	-7.2	4.2	압축발생	a
P2 지점부	상연 7.3	2.6	-10.3	-0.4	4.2	압축발생	a
	하연 -7.1	-2.5	3.2	-6.4	-42.0	6.563	a

※ (-):압축응력, (+):인장응력

【표 5.19】슬래브의 안전성 평가 결과

구 분	설계모멘트 Ø Mn (kNm)	계수모멘트 Mu (kNm)	안전율(SF)	평가결과
중앙부	84.838	62.153	1.365	a
방호벽 캔틸레버부	75.835	62.763	1.208	a
방음벽 캔틸레버부	75.835	65.933	1.150	a
중분대 캔틸레버부	75.835	67.054	1.131	a

자료 _ 상촌교(초기안전점검 보고서)

5.5 내하력 평가

5.5.1 개요

내하력 평가 방법은 허용응력이론에 의한 내하력평가방법과 노후손상도를 고려한 강도 설계이론에 의한 방법이 있다. 본 방법은 국토해양부와 한국시설안전공단에서 제정한 “안전점검 및 경멸안전진단 세부지침”에 따른 것이다.

본 과업에서는 내하력평가시 강박스거디에 대해서는 허용응력설계법, 마닥판은 강도 설계법에 의하여 내하력을 평가하였다.

가. 허용응력법

1) 내하율의 평가

허용응력법에 의한 교량부재의 내하율 산정 시에 하중조합으로는 D+L(1.0+)를 사용하므로 하중계수는 각각 1.0이 된다.

사용재료의 허용응력은 강재의 경우 사용재료에 따른 항복응력을 사용하여 도로교 표준시방서와 철도건설공사 표준시방서 규정에 의거 부재종류에 따라 결정한다.

고정하중과 활하중에 의한 응력은 대상 부재단면에 있어서 결구 및 강재부식, 콘크리트의 탄산화, 염해, 동해 등에 의한 강도저하와 단면손실 등을 고려하여 계산한다. 이때 고정하중은 현재 교량에 작용하고 있는 모든 고정하중을 가능한 한 정확히 고려한다. 활하중은 현행 도로교 표준시방서와 철도건설공사 표준시방서의 설계활하중을 사용한다. 허용응력법에 의한 내하율은 강 부재의 내하력 산정 시 적용하는 것이 바람직하며, 허용응력법에 의한 교량부재의 내하율은 다음 식으로 계산한다.

$$\text{내하율(RF)} = \frac{f_s - f_d}{f_s(1+i)}$$

여기서, f_s = 실측 허용응력

f_d = 실측 고정하중에 의한 응력

f_s = 설계 활하중에 의한 응력

(도로교의 경우 DB 또는 DL하중, 철도교의 경우 LS하중)

i = 충격계수는 도로교 표준시방서에서 제시한 설계 충격계수 적용

2) 공용내하력의 산정

허용응력법에 의한 교량부재의 공용내하력은 다음 식으로 계산한다.

$$\text{공용내하력(P)} = K_s \times RF \times P_r$$

(도로교의 경우 DB 또는 DL하중, 철도교의 경우 LS하중)

r_d = 고정하중 계수 = 1.30

r_1 = 활하중 계수 = 2.15

i = 충격계수는 도로교 표준시방서에서 제시한 설계 충격계수 적용

2) 공용내하력의 산정

$$\text{공용내하력(P)} = K_s \times RF \times P_r$$

여기서, K_s = 응답 보정계수 = $\frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \times \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$ 또는 $\frac{e_{\text{계산}}}{e_{\text{실측}}} \times \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$

$i_{\text{계산}}$ = 도로교의 경우 도로교표준시방서,

철도교의 경우 철도건설공사 표준시방서에 의한 충격계수

$i_{\text{실측}}$ = 동적제하시험으로부터 평가된 최대 충격계수

P_r = 설계 활하중

(도로교의 경우 DB 또는 DL하중, 철도교의 경우 LS하중)

$\delta_{\text{계산}}(\delta_{\text{실측}})$ = 이론적인 처짐량(실측 처짐량)

$e_{\text{계산}}(e_{\text{실측}})$ = 이론적인 변형률(실측 변형률)

5.5.2 응답비

가. 제하시험에 대한 구조해석

해석모델링은 공용중간 교량의 거동특성에 관한 것이므로 합성후에 대한 모델링을 사용하였고 해석된 고유진동수와 실측된 가속도의 FFT 분석을 실시하여 얻은 고유진동수와 비교해 볼 때 해석모델이 구조물의 동적특성을 적절히 반영된 것으로 판단된다. 공용내하력 산정시 구조해석상의 해석치는 시험자랑 하중을 모델링에 반영하여 구조해석을 실시하여 얻은 값이다.

나. 응답비(K_s) 산정

일반적인 응답비 산정은 변형률 및 처짐에 대한 해석치/실측치로 구하며 이 결과들 상호 비교하여 구조물의 전체적인 거동을 대표할 수 있도록 도출한다. 본 교량은 마지막 경간인 S11의 A2에서 15.091m 지점에서 제하시험을 실시하였으며, 처짐에 대해 응답비를 산정하였다.

$$\text{여기서, } K_s = \text{응답 보정계수} = \frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \times \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}} \text{ 또는 } \frac{e_{\text{계산}}}{e_{\text{실측}}} \times \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$$

$i_{\text{계산}}$ = 도로교의 경우 도로교표준시방서,

철도교의 경우 철도건설공사 표준시방서에 의한 충격계수

$i_{\text{실측}}$ = 동적제하시험으로부터 평가된 최대 충격계수

P_r = 설계 활하중

(도로교의 경우 DB 또는 DL하중, 철도교의 경우 LS하중)

$\delta_{\text{계산}}(\delta_{\text{실측}})$ = 이론적인 처짐량(실측 처짐량)

$e_{\text{계산}}(e_{\text{실측}})$ = 이론적인 변형률(실측 변형률)

나. 강도설계법

1) 내하율의 평가

강도설계법에 의한 교량부재의 내하율 산정 시 하중조합으로는 1.3D+2.15L(1.0+)를 사용하므로 하중계수는 각각 1.3, 2.15가 된다.

단면강도는 단면의 현재 상태, 즉 재료강도와 단면손실 등을 고려하여 도로교 표준시방서와 철도건설공사 표준시방서의 공칭강도와 강도감소 계수에 따라 계산한다.

교량 설계시의 부재강도 감소계수는 부재강도의 산정에 있어서 재료강도에 대한 불확실성, 설계와 시공단면의 오차 등을 고려하는 계수이나 내하력 평가 시에는 그러한 불확실성은 상당히 감소하므로 오히려 공용 중에 부재단면의 손상정도에 따라 결정한다.

그러나 부재단면의 손상정도를 정량적으로 평가하기가 어려우므로 공칭강도의 산정시는 교량의 현재 상태에 따른 단면감소와 코어 강도에 따른 재료강도를 고려하고 강도 감소계수는 설계시의 값을 그대로 사용한다.

고정하중과 활하중에 의한 단면력은 현재 작용하고 있는 고정하중과 현행 도로교 표준시방서의 설계 활하중(DB 또는 DL하중) 및 철도건설공사 표준시방서의 설계 활하중(LS 하중)을 사용하여 구조해석을 통하여 구한다.

강도설계법에 의한 내하율은 콘크리트 부재의 내하력 산정에 적용하는 것이 바람직하다.

$$\text{내하율(RF)} = \frac{\phi M_n - r_d M_d}{r_1 M_1(1+i)}$$

여기서, ϕM_n = 극한 지향모멘트(강구조물 $\phi=1.0$, RCPC구조물의 휨부재 $\phi=0.85$)

M_d = 실측 고정하중 모멘트

M_1 = 설계 활하중에 의한 모멘트

【표 5.20】 처짐에 대한 응답비(상주방향)

제하경수	위 치	해석치	실측치	응답비
LC-1	D1	6.010	3.688	1.630
	D2	3.631	2.368	1.533
	D3	1.758	1.406	1.250
	D4	0.112	0.131	0.855
LC-2	D1	1.182	1.352	0.874
	D2	4.796	2.276	2.107
	D3	4.833	2.254	2.144
	D4	1.329	0.868	1.531
LC-3	D1	0.339	0.288	1.377
	D2	1.784	1.170	1.525
	D3	3.701	1.919	1.929
	D4	6.696	2.222	3.014

【표 5.21】 처짐에 대한 응답비(영진방향)

제하경수	위 치	해석치	실측치	응답비
LC-1	D1	6.225	2.128	2.925
	D2	3.544	1.816	1.952
	D3	1.708	1.271	1.344
	D4	0.281	0.313	0.898
LC-2	D1	1.247	1.034	1.206
	D2	4.837	2.404	2.012
	D3	4.785	2.397	1.996
	D4	1.230	1.469	0.858
LC-3	D1	0.357	0.222	1.608
	D2	1.849	1.503	1.230
	D3	3.794	2.391	1.587
	D4	6.473	3.897	1.661

자료 _ 상촌교(초기안전점검 보고서)

5.5.3 응답보정계수

치검의 응답비는 제하시험에서 시험차량하중을 제하하였을 경우에 측정된 실 구조물의 변형에 대한 구조해석에서 해석모델상에 동일한 시험차량 하중을 적용하였을 경우의 이론적인 치검의 비(계산치/실측치)를 말하며, 이 치검값의 응답비와 충격계수의 응답비(실측충격계수/이론충격계수)를 곱한 값이 응답보정계수이다.

제하시험시 측정된 변형은 계측장비 및 센서의 정밀도, 측정시의 기후조건, 교량의 기하학적 특성 및 차량제하시 하중집중으로 인한 국부적인 변형의 증가 등의 요인으로 인하여 오차를 포함하게 되므로 계측값이 큰 제하경우의 응답비를 이용하여 응답보정계수를 산정하는 것이 일반적이다.

본 교량의 경우 치검에 대한 응답보정계수는 【표 5.22】와 같다.

【표 5.22】 응답보정계수

방향	Load Case	치검개	치 검(mm)			충격계수(I)			응답보정계수(Ks)
			해 석 치	실 측 치	응답비	해 석 치	실 측 치	$\frac{(1+i_{계측})}{(1+i_{리드})}$	
상주방향	LC-1	D3	0.112	0.131	0.855	0.1875	0.170	1.015	0.868
영천방향	LC-2	D2	1.360	1.409	0.858	0.1875	0.170	1.015	0.871

5.5.4 공용내하력 평가

1) 기저 내하력 평가

【표 5.23】 허용응력법에 의한 내하율 산정(Ma)

구 분		허용응력	교정하중응력	활하중응력	Prestress응력	기 본 내하율(RF)	응답보정계수(Ks)	공용내하율	공용내하력
		(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)				
상주방향	외측거더	24.0	6.7	3.6	5.0	3.417	0.898	2.966	DB-24 이상
	내측거더	24.0	5.5	3.8	4.9	3.579		3.107	
영천방향	외측거더	24.0	6.1	3.7	4.5	3.622	0.871	3.155	
	내측거더	24.0	5.6	3.9	4.4	3.590		3.127	

2) 바닥판 내하력 평가

【표 5.24】 강도설계법에 의한 내하력 산정

구 분	내하율 계산	내하율(RF)	기본내하력	비 고
중 양 부	$\frac{84.838}{2.15 \times 27.040} - 1.3 \times 3.090$	1.390	DB-24 이상	
방호벽 캔틸레버	$\frac{75.835}{2.15 \times 14.857} - 1.3 \times 8.907$	2.012		
방음벽 캔틸레버	$\frac{75.835}{2.15 \times 14.857} - 1.3 \times 11.361$	1.912		
중분대 캔틸레버	$\frac{75.835}{2.15 \times 20.037} - 1.3 \times 7.430$	1.536		

5.5.5 공용내하력 평가결과

상촌교에 대한 구조해석 및 제하시험 결과를 이용한 공용내하력은 설계완하중 DB-24(DL-24)를 만족하는 것으로 평가되었다.